MANUEL
DE L'INGÉNIEUR
DES PONTS ET CHAUSSÉES

RÉDIGÉ

CONFORMÉMENT AU PROGRAMME

ANNEXÉ AU DÉCRET DU 7 MARS 1868

RÉGLANT L'ADMISSION DES CONDUCTEURS DES PONTS ET CHAUSSÉES
AU GRADE D'INGÉNIEUR

PAR

A. DEBAUVE

INGÉNIEUR DES PONTS ET CHAUSSÉES

10me FASCICULE

Ponts en maçonnerie

PARIS

DUNOD, ÉDITEUR

LIBRAIRE DES CORPS DES PONTS ET CHAUSSÉES ET DES MINES

49, QUAI DES AUGUSTINS, 49

1873

PARIS — IMP. C. MARPON ET E. FLAMMARION, RUE RACINE, 26.

PROGRAMME

PONTS EN MAÇONNERIE

1. QUESTIONS PRÉLIMINAIRES. — Choix de l'emplacement d'un pont. — Débouché. — Hauteur et largeur des arches ou travées. — Largeur du pont entre les têtes.

2. PONTS ET VIADUCS EN MAÇONNERIE. — Diverses formes de voûtes. — Tracé de la courbe des pressions. — Conditions de stabilité des voûtes, en tenant compte de la résistance des matériaux; détermination de l'épaisseur à la clef, de l'épaisseur des culées et des piles.

Construction des culées et des piles; forme des avant-becs.

Construction des arches en pierre de taille, en moellons ou meulières, en briques. — Tassement des voûtes; courbe de pose. — Appareil des voûtes et des têtes. — Chapes; écoulement des eaux. — Profils de la voie; trottoirs, parapets.

Cintres retroussés, cintres fixes. — Levage des cintres. — Déformations éprouvées par les cintres aux divers degrés d'avancement de la construction. — Différents procédés de décintrement.

Abords des ponts; murs en aile, murs en retour. — Chemins de halage sous les ponts.

TABLE DES MATIÈRES

CHAPITRE I.

Questions préliminaires.

CHAPITRE II.

Courbes d'intrados.

CHAPITRE III.

Théorie de la résistance des voûtes.

CHAPITRE IV.

Description des principaux types de ponts en maçonnerie.

Grands ponts d'une seule arche.

Ponts à plusieurs arches.

CHAPITRE V.

Généralités sur les éléments des ponts. Cintres. Décintrement.

Cintres.

Décintrement.

Appendice.

PONTS

EN MAÇONNERIE

CHAPITRE PREMIER

QUESTIONS PRÉLIMINAIRES

Des diverses natures de ponts. — Les voies de communication doivent autant que possible se développer à la surface du sol et en épouser le relief, sans quoi elles entraînent des dépenses considérables en remblais et en déblais ; mais, il faut évidemment leur faire traverser les rivières sur des ouvrages spéciaux, qui sont les ponts proprements dits.

Les vallées sèches, c'est-à-dire celles que ne suit aucun cours d'eau, et les vallées profondes dont le thalweg n'est occupé que par un faible ruisseau, sont presque toujours traversées au moyen de remblais en terre portant à leur base de petits aqueducs ; mais, lorsque la hauteur du remblai atteint une certaine limite, il devient avantageux de supporter la voie sur un ouvrage en maçonnerie, formé d'une série d'arcades, que l'on appelle un viaduc (de *via*, voie, et *ducere*, conduire).

Les ponts et les viaducs sont donc des ouvrages analogues. On réserve en général le nom de ponts aux ouvrages qui, sur la plus grande partie de leur longueur, sont superposés à un cours d'eau, et le nom de viaducs aux ouvrages qui traversent des vallées sèches ou qui sont superposées à des cours d'eau d'une faible largeur relative.

Les vallées qu'occupent les grands cours d'eau sont généralement larges et ouvertes ; au contraire les vallées sèches, les vallées secondaires sont étroites et profondes. Il en résulte que, dans les ponts, la hauteur de l'ouvrage est relativement faible par rapport à sa longueur, tandis que, dans les viaducs, la hauteur est une fraction notable de la longueur, quelquefois même elle lui est égale ou supérieure.

Voilà donc les ponts et les viaducs bien définis.

On distingue en outre le pont canal et le pont aqueduc, suivant que le pont supporte soit un canal de navigation soit une conduite d'eau. Nous aurons lieu de revenir sur ce genre d'ouvrages dans le cours de navigation.

Pour rendre plus facile l'étude des ponts en général, nous les diviserons, comme c'est l'habitude, en cinq classes distinctes :

1° Les ponts en maçonnerie, composés d'une série de voûtes ou arches reposant sur une série de supports; les supports intermédiaires prennent le nom de piles, et les supports extrêmes celui de culées;

2° Les ponts en charpente, composés de plusieurs cours de fermes en bois placés parallèlement les uns aux autres, et reposant sur une série de supports. On appelle travée la partie de l'ouvrage comprise entre deux supports consécutifs; et les supports eux-mêmes prennent le nom de palées lorsqu'ils sont en charpente;

3° Les ponts métalliques, en fonte, fer ou acier, qui depuis un siècle ont pris un développement considérable et dont il existe de nombreuses variétés:

4° Les ponts suspendus, composés d'un tablier en bois, soutenu par des tiges verticales ou inclinées, lesquelles sont elles-mêmes rattachées à des câbles qui traversent la vallée et dont les extrémités sont solidement maintenues par des massifs de maçonnerie. Les ponts suspendus qui, vers 1830, ont joui d'une faveur considérable, étaient depuis tombés en discrédit: ils semblent vouloir rependre faveur grâce aux perfectionnements dont on les a dotés aux États-Unis d'Amérique;

5° Les ponts mobiles en général, tels que ponts-levis, ponts tournants, ponts roulants, appropriés à des usages spéciaux : on les rencontre dans les places fortes et dans les ports de mer à l'entrée des bassins et écluses.

Mais les voies de communication n'ont pas seulement à traverser des vallées; à côté de la vallée, il y a toujours la montagne qu'il faut contourner toutes les fois qu'on le peut. Malheureusement, la chose devient fréquemment impossible lorsqu'il s'agit d'une voie perfectionnée comme un chemin de fer ou un canal, et alors on se voit forcé de percer la montagne par un souterrain ou tunnel.

L'étude des tunnels est donc corrélative de celle des ponts; c'est elle qui constituera la sixième et dernière partie du présent ouvrage.

Historique des ponts. — « Aussitôt, dit Gauthey, que la population s'est étendue dans un pays, les hommes ont cherché à communiquer entre eux, malgré les obstacles que leur opposaient les grandes rivières. Il est vraisemblable qu'ils les ont traversées longtemps avec des radeaux ou des bateaux. Mais, des arbres couchés sur un ruisseau ayant offert des facilités pour le franchir, ont pu faire naître l'idée d'appliquer ce moyen à traverser les fleuves, en enfonçant dans leur lit des pieux placés à divers intervalles ou en bâtissant des piliers destinés à soutenir, de distance en distance, les arbres qui devaient établir la communication.

« Le peu de durée d'une construction de cette espèce engagea sans doute à tâcher d'employer des matériaux plus susceptibles que le bois de résister aux causes de destruction auxquelles ils se trouvaient exposés. Cependant l'on voit par les anciens monuments que l'Égypte et la Grèce offrent en grand nombre, qu'il s'écoula un temps assez long avant qu'on parvînt à construire des voûtes. Ainsi les intervalles entre les différents points d'appui, sur lesquels on faisait reposer le pont, ont d'abord été peu considérables, et les planchers presque toujours faits en bois, ou composés, à la manière des Égyptiens, de longues pierres soutenues par des piliers à des distances convenables. Le pont élevé par

Sémiramis, à Babylone, était, suivant quelques historiens, construit de cette manière. »

Hérodote prétend que Ménès, un des premiers souverains de l'Égypte, avait fait bâtir un pont sur le Nil. L'histoire fait mention de plusieurs grands ponts bâtis par différents souverains, tels que Darius, Xerxès, Pyrrhus ; mais elle ne nous a point transmis les dimensions de ces ouvrages.

Suivant le colonel Émy, le premier pont qu'on vit à Rome, sur le Tibre, fut celui de Sublicius, que l'action courageuse d'Horatius Coclès a rendu célèbre ; il était en charpente, et avait été bâti au pied du mont Aventin, sous le règne d'Ancus Martius, quatrième roi de Rome, mort 616 ans avant J.-C. — Denys d'Halicarnasse affirme qu'il avait été construit aux frais des premiers chefs de la religion, à cause de la nécessité où ils étaient d'aller exercer leur ministère de l'un et de l'autre côté du Tibre, ce qui les fit appeler pontifes, c'est-à-dire faiseurs de ponts. C'est en 507 avant J.-C. qu'il fut rompu pendant qu'Horatius Coclès en défendait le passage contre Porsenna.

L'antiquité nous parle encore du grand pont que César jeta sur le Rhin pour pénétrer en Germanie ; on le trouve exactement décrit dans les *Commentaires* de cet illustre capitaine. Nous le retrouverons dans la section des ponts en charpente ; il fut construit en dix jours et servit au passage de l'armée.

Il paraît qu'il existe encore des restes, près de Nicopolis de Thrace, du pont construit par Trajan sur le Danube ; Trajan s'en servit pour aller combattre les Daces ; l'empereur Adrien le fit détruire pour arrêter les progrès de l'invasion des barbares.

L'immense majorité des ponts anciens et même de ceux du moyen âge fut donc construite en charpente. Les ponts en maçonnerie n'apparurent que lorsqu'on eut appris à construire des voûtes de quelque dimension. Dans son traité d'architecture, M. Reynaud cite une voûte trouvée à Abydos, dans le palais d'Osymandias, dont le règne remonte à 2,500 ans avant notre ère, voûte composée d'assises horizontales de pierres posées en saillie les unes sur les autres. Des dispositions analogues ont été signalées en plusieurs endroits, mais ce ne sont pas là de véritables voûtes ; il faut garder ce nom pour celles dont les voussoirs ont des plans de joint normaux à la surface d'intrados.

Bien qu'Aristote parle de clefs de voûte qui soutiennent la construction par la résistance qu'elles opposent de toutes parts, il ne semble pas que les voûtes de quelque dimension aient pris naissance chez les Grecs. C'est chez les Romains qu'on les rencontre. Les plus anciennes voûtes dont il soit fait mention sont celles des grands aqueducs de Rome (*cloaca maxima*) construits sous le règne de Tarquin l'Ancien, environ 600 ans avant J.-C. Les voûtes ne furent réellement appliquées aux ponts qu'au commencement de notre ère.

Le premier pont de pierre construit à Rome semble être le pont des Sénateurs, aujourd'hui ponte Rotto, bâti par Caïus Flavius Scipio, 127 ans avant J.-C., et reconstruit par Grégoire XIII, en 1575.

Vint ensuite le pont Emilius, bâti sous Sylla, 100 ans avant J.-C., et composé de sept arches de 15 à 23 mètres d'ouverture, de construction lourde et massive.

Le pont de Rimini, que Palladio a adopté comme modèle, fut construit sous Auguste ; il comprend cinq arches en plein cintre, de 7 à 9 mètres d'ouverture, avec des piles ayant comme épaisseur la moitié de la largeur des arches. Le système décoratif est heureusement choisi.

Le pont Saint-Ange (pons Elius), construit en l'an 138 de notre ère, par

Adrien, en face de son mausolée, fut relevé en 1668, sur les dessins du Bernin. C'est un beau monument, d'une riche décoration.

On peut citer encore divers autres ponts de pierre construits par les Romains; le plus connu est le pont du Gard, construit par Agrippa, gendre d'Auguste.

Dans les premiers siècles de notre ère, sous l'influence de la civilisation romaine, la construction des routes et des ponts avait donc pris un immense développement; c'était du reste une nécessité du système centralisateur de l'empire.

Mais, dit M. de Boisvillette dans sa revue rétrospective, une révolution vient changer la face de l'Occident, les vainqueurs du monde succombent sous les coups et les invasions des barbares.

Les Visigoths d'Alaric pillent et saccagent Rome en 409; le flot de l'invasion poussé du Nord vers l'Occident et le Midi, vient saper l'édifice romain, trop affaibli sur sa base, et ne tarde point à l'emporter sous ses coups redoublés.

Les désordres de la lutte, l'instinct répulsif des peuples récemment affranchis contre des travaux qui leur rappelaient la domination étrangère, et l'anarchie surtout qui suivit, anéantirent avec les institutions la plupart des ouvrages du passé.

C'est sous le règne de Dagobert qu'apparaissent les premiers règlements sur les voies de communication; encore ne tendaient-ils qu'à maintenir la liberté de la circulation.

Sur certaines chaussées et sur les passages d'eau en général, les seigneurs féodaux percevaient des droits de péage, qui étaient censés devoir être consacrés à l'entretien des ouvrages, mais qui prenaient en réalité une tout autre destination.

Charlemagne, désireux de reconstituer l'empire d'Occident, reprit la tradition romaine et songea à ouvrir des communications rapides entre les provinces de son vaste empire. Il se réserva l'autorité souveraine des chemins publics et la délégua à des commissaires spéciaux (*missi dominici*), aux évêques et aux comtes. La barbarie des temps ne permit pas d'arriver à des résultats sérieux, et bientôt les institutions de Charlemagne sombrèrent dans les désastres de l'invasion normande et l'étrange confusion qui suivit jusqu'au douzième siècle.

« On ne connaît en France, dit Gauthey, aucun pont dont la construction remonte au delà du douzième siècle; et, quoiqu'il y en ait un grand nombre pour lesquels l'époque précise de cette construction est inconnue, ils sont si mal faits qu'il n'est guère possible de leur supposer beaucoup d'ancienneté. Les rivières étaient alors franchies au moyen de bateaux et de bacs, et les routes n'offraient aucune sûreté au petit nombre de voyageurs qui les fréquentaient, et que l'on rançonnait principalement dans ces sortes de passages

« Il se forma dans ce temps, en France et en Allemagne, une association religieuse dont les membres furent connus sous le nom de frères du pont, ou pontifes (de *pontificare*, faire un pont). Ils établirent d'abord des hospices auprès des principaux passages des rivières, où ils prêtaient main-forte aux voyageurs; des quêtes nombreuses leur ayant ensuite procuré des fonds considérables, ils se trouvèrent en état d'élever des ponts sur les plus grands fleuves. Le premier fut établi sur la Durance, auprès de l'ancienne Chartreuse de Bonpas. — Une partie des fondations des piles de ce pont existe encore (1809); mais, comme on ne lui avait pas donné un débouché suffisant, il fut bientôt emporté.

« Le second ouvrage entrepris de cette manière est le pont d'Avignon, commencé en 1177. Les aumônes qui servirent à payer sa construction furent attirées surtout par un prétendu miracle dont le procès-verbal se trouve encore dans la

maison commune de cette ville. Le pont du Saint-Esprit, sur le Rhône; celui de la Guillotière, à Lyon, principalement dû à Innocent IV et au séjour qu'il fit dans cette ville; celui du Sault du Rhône, sur le chemin de Vienne à Genève, ont été également élevés par l'amour du bien public excité par le zèle religieux.

A ces grands ponts bâtis sur le Rhône on voit succéder quelques arches isolées, mais d'une assez grande étendue; le pont de Céret, ceux de Nyons, de Castellanne, de Villeneuve-d'Agen, offrent des arches en cercle de 30 à 50 mètres d'ouverture. Le pont de Vieille-Brioude, construit sur l'Allier, est le plus hardi de tous; la seule arche dont il est composé a plus de 54 mètres. Il fut élevé en 1454 aux frais de la dame du lieu. En 1545, un cardinal de Tournon construisit, près de la ville de ce nom, sur le torrent de Doux, un pont d'une seule arche de 49 mètres d'ouverture.

« Ces ponts sont élevés avec beaucoup d'économie et présentent à peu près tous le même caractère; ils sont de faible largeur, 4 à 5 mètres au plus, et, à cause de leur grande ouverture combinée avec le plein cintre, ils forment un dos d'âne très-prononcé. Les reins sont ou déchargés par des arcs ou remplis en terre, et les piles sont toujours très-épaisses. »

L'histoire des ponts de Paris depuis le douzième siècle est fort intéressante, car elle montre bien les progrès réalisés successivement. Elle a été faite par M. Féline-Romany, inspecteur général des ponts et chaussées, dans une notice dont nous allons résumer les traits principaux.

Sous la domination romaine, Paris ou Lutèce était enfermée dans l'île de la Cité, et réunie aux rives de la Seine par deux ponts en bois, l'un au Nord, vers le grand bras, c'était le Grand-Pont, à peu près à l'emplacement du pont au Change; l'autre au midi, sur le petit bras du fleuve, c'était le Petit-Pont. Sous Charles V et Charles VI fut construit un second passage au nord, le pont Notre-Dame, et sous Louis XIII fut édifié un second passage au midi, le pont Saint-Michel.

Les quatre ponts précités furent les seuls jusqu'en 1578, époque à laquelle le roi Henri III ordonna l'établissement du pont Neuf, à la pointe occidentale de la Cité.

De 1600 à 1700, l'île Saint-Louis, jusqu'alors isolée, fut réunie aux deux rives du fleuve par le pont Marie, au nord, et le pont de la Tournelle, au sud; ensuite, on construisit le pont Royal entre les Tuileries et la rue du Bac.

Au dix-huitième siècle, un seul pont nouveau fut établi, le pont de la Concorde, terminé dans les dernières années du règne de Louis XVI.

Tous les autres ponts de Paris sont postérieurs à la Révolution française. — Le plus ancien pont de pierre de Paris, est le pont Notre-Dame, dont la première pierre fut posée le 28 mars 1500; le travail fut confié au frère Joconde, moine cordelier ou franciscain, dont la réputation s'était faite en Italie. — L'inauguration eut lieu le 10 juillet 1507, « et à ce était présent quantité de peuple de la dite ville de Paris, par lequel, pour la joie du parachèvement de si grand et si magnifique œuvre, fut crié Noël et grande joie de menée, avec trompettes et clairons qui sonnèrent par long espace de temps. » Les six arches dont le pont était composé avaient environ 17 mètres d'ouverture; sa largeur était de 23m,39, au milieu de laquelle on avait réservé une voie de 6m,50 entre deux rangs de maisons bâties sur les têtes; ces maisons, de belle ordonnance, ornées de statues et de médaillons, ont subsisté jusqu'en 1786. — Le frère Joconde établit ses piles sur de solides pilotis défendus par de forts enrochements offrant à l'action des eaux une résistance telle que ces fondations sont encore celles sur lesquelles re-

pose le pont actuel ; ces fondations sont aujourd'hui tout ce qui reste de l'œuvre du frère Joconde.

Le Petit-Pont, plusieurs fois reconstruit en charpente, avait été refait pour la septième fois en 1409 ; le frère Joconde le rétablit en pierre, à peu près à la même époque que le pont Notre-Dame, ainsi que le constate le distique suivant, rapporté par Georges Vasari :

Jocondus geminum imposuit tibi, sequana, pontem
Hunc tu jure potes dicere pontificem.

L'œuvre du frère Joconde, avec les maisons qu'elle supportait, fut détruite en 1718 par un incendie. On la remplaça par un pont en pierre, construit sous le règne de Louis XV, formé de trois arches de $7^m,43$, $9^m,70$ et $8^m,80$ de largeur, séparées par deux piles de $4^m,84$ et $4^m,89$ d'épaisseur. Cet ouvrage, fort gênant pour la navigation, a disparu en 1853.

Le pont Neuf fut commencé sous le règne de Henri III, le 31 mai 1578, sous la direction d'Androuet du Cerceau, célèbre architecte du temps ; les guerres civiles interrompirent plus d'une fois le travail, qui ne fut terminé que sous Henri IV, en 1604, sous la direction de Guillaume Marchand. Sur le petit bras, entre le quai des Grands-Augustins et le quai des Orfèvres, il y a cinq arches à peu près en plein cintre, d'environ 15 mètres d'ouverture ; sur le grand bras, entre le quai de l'Horloge et le quai de la Mégisserie, on compte sept arches d'environ 19 mètres d'ouverture. Pour chaque arche, l'ouverture d'amont diffère en général de celle d'aval, de sorte que l'intrados des voûtes est légèrement conique ; la largeur entre les têtes diffère un peu d'un bras à l'autre, et en plan les deux ponts ne sont pas dans le prolongement l'un de l'autre. Tout cela semble être le résultat d'erreurs. Les piles étaient surmontées d'hémicycles qui supportaient des boutiques aujourd'hui remplacées par des bancs de pierre. Le pont Neuf a été refait complétement de 1848 à 1855, mais on s'est attaché à conserver l'architecture et la décoration primitives.

Après le pont Neuf vint le pont Marie, qui réunit l'île Saint-Louis au quartier Saint-Paul. En 1614, le sieur Christofle Marie s'engagea à construire ce pont à ses frais, à condition qu'il lui serait fait abandon des terrains alors non bâtis de l'île Saint-Louis, qui s'appelait alors l'île Notre-Dame. La première pierre fut posée par Louis XIII et la reine mère, Marie de Médicis. L'ouvrage est composé de cinq arches en plein cintre dont l'ouverture varie de $13^m,76$ à $17^m,65$. On remarque les niches pratiquées dans les tympans au-dessus des piles.

La première pierre du pont Saint-Michel (démoli en 1857) fut aussi posée par Louis XIII le 21 septembre 1617 ; ce pont, d'une largeur totale de $24^m,74$, était bordé de deux rangs de maisons qui ne laissaient entre elles qu'un passage de $7^m,80$, et qui ne disparurent qu'en 1807 ; il comprenait quatre arches, deux de 14 mètres et deux de 10 mètres d'ouverture.

L'ancien pont au Double, formé de deux arches en plein cintre de $15^m,96$ et de $11^m,78$ de largeur, séparées par une pile de $3^m,95$, a disparu en 1847. Il avait été construit pour les besoins de l'Hôtel-Dieu ; avant 1789, les gens de pied qui le traversaient payaient six deniers et les gens à cheval, un double tournoi, d'où vint le nom du pont.

L'ancien pont au Change, à l'emplacement duquel existait déjà un pont en charpente du temps de César, porta le nom de Grand-Pont jusqu'en 1141, époque à laquelle Louis VII ordonna que son change y fût établi ainsi que les boutiques

de tous les changeurs de Paris. Il fut incendié en 1621, et un édit de 1639 autorisa les changeurs à le reconstruire à leurs frais avec permission d'y établir des maisons. Le travail ne fut achevé qu'en 1647, pendant la minorité de Louis XIV. Le pont au Change comprenait sept arches en plein cintre, d'une ouverture variant de 10^m,64 à 15^m,62 ; les maisons en furent détruites en 1786, et le pont lui-même disparut en 1857 pour livrer passage au boulevard de Sébastopol.

Le pont de la Tournelle, entre l'île Saint-Louis et le quartier de la Montagne-Sainte-Geneviève, fut construit en 1654 par le prévôt des marchands et les échevins, qui reçurent le droit d'y percevoir un péage de 2 deniers par personne, 6 deniers par homme à cheval et 12 deniers par chariot ou carrosse. Il subsiste encore aujourd'hui, élargi par des arcs métalliques et réparé; il comprend six arches en plein cintre, d'une ouverture comprise entre 17^m,48 et 15^m,55, avec des piles d'une largeur démesurée. Il est appelé à disparaître, car il gêne beaucoup la navigation.

Le pont Royal remplaça un ancien pont de bois construit en face de la rue de Beaune, lequel avait lui-même remplacé le bac au moyen duquel on traversait jadis la Seine en cet endroit. En 1685, le roi Louis XIV résolut la construction du pont Royal, qui fut exécuté par Jacques Gabriel, sur les plans de Jules Hardouin Mansard et sous la direction du frère François Romain, religieux convers-profès de l'ordre de Saint-Dominique, qui venait d'achever la première arche du pont de Maestricht. Le pont Royal comprend cinq arches en plein cintre : celle du milieu a 23 mètres d'ouverture, les deux suivantes 22^m,60 et les extrêmes 20^m,50 ; le pont est raccordé avec les quais au moyen de trompes ou pans coupés, qui furent fréquemment imités depuis, car ils permettent d'évaser les abords. Il est construit entièrement en pierre de taille et a coûté 742,171 livres 11 sols, ce qui représente 1,373,000 francs de notre monnaie en nombre rond ; il coûterait moins cher aujourd'hui.

Un siècle plus tard, Louis XVI ordonne la construction du pont qui porta d'abord son nom et qui s'appelle aujourd'hui pont de la Concorde, et une ordonnance du prévôt des marchands, du 23 septembre 1786, chargea Perronet, alors premier ingénieur des ponts et chaussées, de dresser le projet. L'adjudication eut lieu en 1787, sur la mise à prix de 3,600,000 livres; François Prévost soumissionna pour 2,993,000 livres.

Le pont est composé de cinq arches : celle du milieu a 31^m,19, les deux suivantes 28^m,26, et les deux extrêmes 25^m,34. Ce travail est d'un grand effet architectural ; nous aurons lieu de l'examiner ultérieurement dans tous ses détails.

Dans le courant du dix-huitième siècle, sous la direction de Gabriel, de Pitrou et surtout de Perronet, s'étaient élevés les ponts de Blois, d'Orléans, de Tours, de Saumur, de Moulins, de Nogent, de Mantes, de Neuilly, et enfin celui de la Concorde. Les études sur la résistance des voûtes avaient été entreprises, et les résultats pratiques soigneusement examinés.

Au commencement du siècle actuel, l'art de la construction des ponts avait donc fait d'immenses progrès; il ne tarda pas à se développer, et l'on sait à quel point il est arrivé de nos jours. Nous n'avons pas à citer ici les principaux ouvrages, car nous les étudierons plus loin. Il nous suffira de dire que l'invention des chaux hydrauliques en 1820 et l'invention plus récente des ciments aujourd'hui si répandus, ont modifié complétement les méthodes de construction : on a pu établir sous l'eau des maçonneries résistantes et compactes, là où jadis on ne mettait que des enrochements, on a pu de la sorte réduire de beaucoup

les proportions des supports. L'emploi de la pierre de taille et des gros matériaux est devenu inutile; avec de petits moellons, avec des cailloux, et du mortier de ciment, on constitue des monolithes de forme quelconque, et les ponts de maçonnerie sont, pour ainsi dire, coulés d'une seule pièce, au lieu de se composer d'une série de blocs juxtaposés ou réunis par un mortier d'une résistance bien inférieure à celle de la pierre.

Malheureusement, ainsi que nous le montrerons plus loin, la théorie n'a pas fait les mêmes progrès que la pratique; on en est toujours à considérer les voûtes comme formées d'une série de pièces articulées et mobiles les unes par rapport aux autres, et, parmi les nombreuses formules dont on se sert pour fixer les dimensions des ponts, il n'en est point dont on puisse dire qu'elle donne des résultats certains.

A côté des ponts en pierre, et dans une proportion bien plus considérable, se sont développées toutes les variétés des ponts en charpente et des ponts métalliques. L'historique en sera mieux placé en tête des chapitres qui traitent de ces divers ouvrages.

CHOIX DE L'EMPLACEMENT D'UN PONT.

Il est rare que l'emplacement d'un pont soit laissé au choix de l'ingénieur, presque toujours, il est déterminé à l'avance par des circonstances locales.

Dans une ville, les ponts destinés en général à relier les deux tronçons d'une voie importante de circulation doivent être nécessairement placés dans l'axe de cette voie : il en est ainsi par exemple des ponts qui réunissent le boulevard de Sébastopol, situé sur la rive droite de la Seine avec le boulevard Saint-Michel, situé sur la rive gauche. D'autres fois, les deux tronçons à réunir ne sont pas en face l'un de l'autre : dans ce cas, on place le pont directement, devant le tronçon le plus fréquenté, et on le réunit par un quai avec le second tronçon, c'est ce qui arrive par exemple pour le pont Royal à Paris, que l'on trouve dans l'axe de la rue du Bac. La circulation importante qui descend cette rue de la rive gauche se partage sur la rive droite en deux courants, l'un qui descend vers les Champs-Élysées par le quai qui longe le jardin des Tuileries, et l'autre qui remonte le même quai sur une faible longueur pour traverser la place du Carrousel et gagner le quartier du palais Royal.

Inversement la circulation qui, de ce quartier, se dirige sur la place du Carrousel vers la Seine, se divise en deux courants lorsqu'elle arrive sur le quai : l'un gagne la rue des Saints-Pères par le pont du Carrousel, et l'autre la rue du Bac, par le pont Royal. Le pont Royal est donc bien placé dans l'axe de la rue du Bac, et le débouché de la place du Carrousel est bien placé aussi entre le pont Royal et le pont du Carrousel; quant à ce dernier ouvrage, son emplacement est mauvais, il devrait être reporté de quelques mètres en amont pour se trouver dans l'axe de la rue des Saints-Pères, qu'il a surtout pour but de desservir.

En aval du pont Royal, on trouve le pont de Solférino qui, à l'origine, ne servait qu'à établir une communication entre les deux quais, et par suite ne présentait qu'une médiocre utilité; aujourd'hui encore, il débouche sur la rive droite juste en face du jardin des Tuileries et ne donne lieu qu'à une faible circulation de voitures.

Ainsi, dans les villes, l'emplacement des ponts est commandé en général par celui des voies principales qui aboutissent au fleuve.

En rase campagne, il n'en est point de même, et s'il s'agit d'une route ordinaire, on possède presque toujours une certaine latitude pour le choix de l'emplacement. Cependant, il arrive pour les grands chemins de fer dont la voie est moins flexible que celle d'une route ordinaire, il arrive que le tracé est imposé par la topographie des rives et qu'il faut traverser les rivières en des endroits bien déterminés.

Inconvénients des ponts biais. — Le premier principe à observer est de placer l'axe du pont normalement au cours d'eau; on ne doit déroger à ce principe qu'en cas d'absolue nécessité.

Avec une route ordinaire, il est bien rare qu'on ne puisse infléchir le tracé de manière à le placer normalement; avec les chemins de fer, qui n'admettent que des courbes de grand rayon, la chose est moins facile, et l'on se voit forcé quelquefois d'adopter un pont biais.

Un pont biais présente des difficultés de construction, et coûte toujours plus cher qu'un pont droit; d'abord il est toujours plus long; ensuite, comme les piles doivent se trouver placées parallèlement au courant afin de ne point créer trop d'obstacles au mouvement des eaux, il en résulte que dans les ponts biais les piles sont obliques sur les têtes, ce qui n'est point favorable à la stabilité et ce qui entraîne, comme nous le verrons plus loin, des sujétions assez délicates.

Ainsi le pont biais est à éviter toutes les fois qu'on le peut; l'ingénieur doit bien se garder de rechercher les difficultés pour avoir le plaisir de les vaincre, au contraire il faut qu'il s'efforce de les tourner et de trouver dans tous les cas la solution la plus simple et la moins dispendieuse.

Quoi qu'il en soit, les ponts biais de petite dimension se rencontrent assez fréquemment sur les lignes de chemins de fer, car les nécessités du tracé ne permettent pas de traverser normalement les cours d'eau secondaires. Dans certains cas, il est possible de modifier non pas la voie, mais le cours d'eau lui-même; ce procédé, qu'il importait de signaler, n'est admissible que pour des rivières de faible importance, et dans tous les cas il ne faut y recourir qu'avec prudence car on ne réussit pas toujours à vouloir contrarier les eaux dans leur cours naturel.

Une autre considération à introduire dans le choix de l'emplacement, c'est celle du terrain sur lequel on doit asseoir les fondations. En général, dans les grandes vallées et sur les cours d'eau d'une certaine importance, les couches géologiques successives sont sensiblement parallèles dans l'étendue sur laquelle on peut faire le choix de l'emplacement, et les variations dans la profondeur à laquelle on trouve le rocher, ne sont sensibles qu'à grande distance. Cependant, on peut rencontrer des variations brusques et rapprochées et il convient de se rendre compte par des sondages de la profondeur à laquelle on devra descendre les fondations, suivant qu'on se placera à un endroit ou à l'autre; on calculera aussi les quantités comparatives de déblais et de dragages que l'on aura à faire. Lorsque le cours d'eau présente des largeurs inégales, suivant qu'il est encaissé ou qu'il coule dans une vallée largement ouverte, sa vitesse est plus ou moins rapide et les dépôts de vase et de gravier y sont plus ou moins considérables, dans les parties resserrées, le rocher peut quelquefois se trouver à nu, ou, tout au moins, il est recouvert d'une couche bien moins épaisse que celle que l'on rencontre dans les parties de large section. A ce point de vue, il y a donc avan

tage à placer les ponts dans les parties resserrées, car on aura moins de dépense à faire, et on réduira la longueur de l'ouvrage ; mais les courants sont toujours plus rapides dans les parties encaissées et les fondations demandent à être mises à l'abri du choc des eaux au moyen de précautions particulières. En général, il y aura avantage à construire les ponts sur les parties les plus étroites.

Lorsque la direction d'un cours d'eau est sensiblement rectiligne, sa section transversale a la forme d'une cuvette dont la profondeur, maxima au milieu, va en décroissant à mesure qu'on se rapproche des bords.

On doit dans ce cas placer le pont bien exactement à cheval sur la rivière, et mettre ses culées dans l'alignement des rives. Mais les rivières forment souvent des courbes plus ou moins accusées. Si sur le cours d'eau représenté par la figure 1 de la planche 1, on relève un profil on trouvera pour ce profil la forme *ab*, c'est-à-dire que le maximum de profondeur se rapproche d'autant plus de la rive concave que la courbure est plus accusée; cela se conçoit, car les eaux d'amont viennent battre la rive concave, qui par sa résistance les force à se dévier, mais du choc continu résulte une désagrégation lente du fond et des berges; au contraire, les eaux s'éloignent de la rive convexe qu'elles n'attaquent pas, elles y restent plus calmes et y déposent les matières qu'elles peuvent tenir en suspension.

Si donc on vient à établir un pont en (*ab*), on pourra avancer la culée de rive gauche en rivière, mais il faudra bien se garder de le faire pour la culée de rive droite, car c'est vers elle que se porte surtout le cours des eaux, et cette culée devra être solidement enracinée dans la rive afin de ne point se laisser entamer par le courant.

En principe, il convient d'étudier la marche des eaux à leurs différentes hauteurs et de faire en sorte que le pont embrasse toujours le courant tout entier et ne vienne point à en barrer telle ou telle partie.

Inconvénients des levées d'accès. — Ainsi, lorsque la rivière est sujette à des débordements et qu'il se forme des courants latéraux en dehors des rives, certaines précautions sont à prendre si l'on ne veut voir périr les levées ou remblais qui accèdent au pont, ou même les culées et les piles elles-mêmes. Soit par exemple un pont (*ab*), figure (2), planche (1), qui embrasse bien le courant de la rivière; tant que celle-ci ne déborde pas, c'est-à-dire ne s'épanche pas au-dessus des arêtes *am*, *bn* de ses rives, il n'y a rien à craindre pour la solidité de l'ouvrage et l'écoulement se fait avec facilité; mais que les eaux sortent de leur lit et s'élèvent au-dessus des berges, il va se former des courants latéraux en (*p*) et (*q*) comme le montrent les flèches. Considérons le courant *p*, il vient battre la levée (*ac*) et tend à la détruire pour s'ouvrir un passage au travers; admettons qu'elle résiste, les eaux arrêtées dans leur cours ne trouveront moyen de détruire leur force vive qu'en s'élevant le long de la digue qui les arrête; mais le courant central n'est pas arrêté, lui, de sorte qu'il s'établit une dénivellation de l'eau de *c* en *a*, et par suite un courant plus ou moins rapide dans le sens (*ca*) comme l'indique la flèche. Ce courant vient battre en travers la première pile, il détermine des affouillements qui peuvent être assez considérables pour saper les fondations et entraîner la ruine de l'édifice.

Qu'y-a-t-il à faire pour s'opposer à de pareils ravages? Deux moyens se présentent : retenir les eaux dans leur lit ou leur ouvrir un passage supplémentaire.

Il faut donc, soit, élever à l'amont du pont des digues insubmersibles *am*, *bn*, bien enracinées dans la rive et non susceptibles d'être tournées par les eaux ; ces

digues maintiennent les eaux dans le lit central, quelle que soit la hauteur des crues qui passent toujours avec facilité; soit ménager dans les levées des ponts supplémentaires tels que (*d*) par où les courants latéraux trouveront une assez large issue; alors, il ne se produira plus de dénivellation des eaux entre *d* et *b* et, par suite plus de courant transversal susceptible d'affouiller les piles.

L'effet que nous venons de décrire a été nettement étudié par Vicat au pont de Souillac, nous reviendrons plus loin sur les faits qu'il rapporte. Dans son cours si complet de l'École des ponts et chaussées, M. l'inspecteur général Morandière cite plusieurs exemples fort instructifs.

Ainsi, le pont d'Orléans construit par Perronet, dans une partie où la Loire est bien encaissée entre ses deux rives, suffit toujours à l'écoulement des crues bien qu'il ne présente en 9 arches qu'un débouché linéaire de 279 mètres. Au contraire, le pont de la ligne de Vierzon, construit en 1843, à 1,200 mètres seulement en amont du précédent, présente en 12 arches un débouché linéaire de 300 mètres; mais, la culée rive gauche très-avancée en rivière forme la tête d'une levée dans laquelle on n'a point ménagé de pertuis de décharge; aussi, lors de la crue de 1846, il se forma le long de cette levée un courant transversal qui prit en écharpe les piles de la rive gauche et trois arches s'écroulèrent.

On peut parer aux inconvénients de la levée continue en ne la faisant point insubmersible; elle forme alors déversoir et livre encore aux eaux un passage supplémentaire. Mais on comprend sans peine qu'il sera toujours préférable de ménager dans les levées des passages suffisants pour écouler les courants, dont on aura au préalable constaté expérimentalement la largeur et l'importance.

Si l'on veut arriver à une sécurité absolue, il ne faut point modifier l'état naturel des choses; il faut se contenter d'étudier avec soin les divers courants qui se forment en temps de crues et il faut ménager à chacun son passage habituel.

En ce qui touche les courants latéraux, leur plus grande profondeur et par suite leur plus grande vitesse ne se produit point près des culées mais toujours à une certaine distance. En effet, un nivellement en travers des rives d'un fleuve apprend que les berges sont toujours plus hautes que les terrains qu'elles séparent des eaux; il semble que les matières entraînées par les hautes eaux s'y déposent en plus grande abondance et les exhaussent sans cesse; la plus grande profondeur du courant latéral est donc reportée à une certaine distance au delà des berges et c'est à l'emplacement de cette plus grande profondeur, facile à trouver par un nivellement, qu'il convient de placer les ponts à construire sous la levée d'accès.

Inconvénients du voisinage d'un confluent. — Lorsqu'un pont est placé près du confluent de deux rivières à crues discordantes, il peut se trouver en péril sous l'influence de circonstances spéciales, que plusieurs accidents graves ont mises en lumière.

Ainsi, Dupuit, à la page 163 de ses *Études sur le mouvement des eaux* rapporte que la grande crue de la Loire, en 1846, se produisit au moment ou les eaux de la Maine étaient basses (fig. 3, pl. I).

Les eaux de la Loire se déversèrent alors dans la vallée de la Maine, et s'écoulant sur les eaux de cette rivière, en remontèrent le cours sur une grande longueur. A l'origine de la crue, il y avait 2 mètres d'eau au pont d'Angers; il y en eut bientôt 5^m,50; et, pendant trois jours, il exista sous ce pont, de l'aval à l'amont, une cataracte de 0^m,10. M. Morandière fait remarquer avec raison que le pont de Bouchemaine, situé beaucoup plus près du confluent, pourrait dans les mêmes circonstances, se trouver soumis à des causes encore plus puissantes de des-

truction ; c'est pourquoi on s'est attaché à lui donner des fondations aussi solides que possible.

Le chemin de fer de Paris à Lyon, en arrivant près de cette dernière ville, traverse le Rhône sur le pont de la Quarantaine, un peu au-dessus de son confluent avec la Saône. En 1854, arriva une crue formidable de la Saône, et les eaux de cette rivière se précipitèrent avec une chute de 2 mètres dans le lit du Rhône, qu'elles remontèrent avec une violence telle que le pont fut emporté. On dut le rétablir sur fondations tubulaires descendues à 15 mètres environ au-dessous de l'étiage.

Dans des circonstances analogues on devra donc s'attacher à obtenir des fondations inébranlables et à les protéger contre tous les affouillements possibles.

Pour résumer les notions précédentes, nous répéterons que ce qu'il y a de mieux c'est d'étudier avec soin le cours naturel des eaux et de faire en sorte qu'en tout temps chaque courant principal ou dérivé trouve un écoulement libre et suffisant.

Lorsque la chose est possible, on peut encore amener toutes les eaux dans un seul pertuis ; mais il faut alors les guider par des digues longitudinales insubmersibles, solidement enracinées dans les rives de manière à n'être point tournées.

Débouché d'un pont. — Le débouché d'un pont, c'est-à-dire la section transversale qu'il offre à l'écoulement, doit être suffisant pour débiter en tout temps toutes les eaux de la rivière, sans que la vitesse, et par suite le niveau de celles-ci, soient forcés de subir au passage de notables variations.

En théorie, un pont, quelque faible que soit son débouché, peut toujours livrer passage au débit d'une rivière dont la section à l'amont est par exemple dix fois plus grande que la section sous le pont ; il est nécessaire, pour cela, que les vitesses moyennes d'écoulement varient en raison inverse des sections. Mais l'accroissement de vitesse ne peut s'obtenir que par une surélévation des eaux à l'amont, et par la formation d'une cataracte : cette cataracte, lorsqu'elle prend une certaine amplitude, ne tarde point à devenir funeste pour la solidité de l'ouvrage; dans tous les cas, elle rend très-difficile la circulation des bateaux et force la navigation à s'arrêter parce qu'elle crée en un point du parcours un obstacle trop difficile à franchir.

Ainsi, le rapport de la section d'écoulement que présente le pont à la section libre de la rivière doit se rapprocher le plus possible de l'unité : sa valeur n'atteint jamais l'unité, car les ponts sont construits de manière à n'embrasser que le cours des eaux, et la présence des piles et des retombées des voûtes entraîne toujours un rétrécissement.

La première chose à faire est donc de déterminer le débit maximum de la rivière à l'emplacement du pont.

Étiage. — Parmi les niveaux que la surface de la nappe d'eau est susceptible de prendre, les plus intéressants à connaître sont les deux extrêmes : le plus bas et le plus élevé.

Le niveau le plus bas que l'on connaisse prend le nom d'étiage ; et c'est en général à ce niveau que l'on marque le zéro des échelles hydrométriques.

L'étiage ne constitue pas un minimum absolu ; c'est par la tradition qu'on l'établit. Possédant des observations sur le niveau des eaux pendant un grand nombre d'années, l'étiage correspond au niveau le plus bas ; mais rien ne dit que dans l'avenir, il ne se produira point, indépendamment du fait de l'homme, telle cir-

constance météorologique qui amènera un abaissement plus considérable que tous ceux qu'on a observés dans le passé.

L'étiage doit donc être considéré comme un repère commode, bien déterminé, mais il ne faut point affirmer que les eaux ne descendront jamais plus bas.

L'étiage est précieux à connaître; tous les bois, qui servent aux fondations et qui sont destinés à résister indéfiniment, doivent rester en tout temps au-dessous de l'étiage; car, ainsi que nous l'avons dit dans le traité de l'Exécution des Travaux, les bois, qui ne sortent jamais de l'eau, se conservent parfaitement, tandis qu'ils ne tardent point à se décomposer s'ils se trouvent alternativement mouillés et exposés à l'air.

Pour montrer la distinction qu'il importe de faire entre l'étiage absolu et l'étiage conventionnel, le seul connu, il nous suffira de rappeler que les eaux de la Seine sont descendues en 1865, en amont de Paris, à 1m,07 au-dessous de l'étiage, déterminé en 1844 : cela tient, dans une certaine mesure, aux travaux de dragage et d'élargissement effectués dans le lit du fleuve, mais probablement aussi à une concordance accidentelle entre les basses eaux de tous les affluents.

Niveau des plus hautes eaux connues. — Les considérations précédentes s'appliquent au niveau des plus hautes eaux connues. Les inondations laissent dans la mémoire des populations des souvenirs durables, et, à défaut de renseignements plus précis, la tradition, corroborée par l'examen des lieux, suffit pour reconnaître la limite des plus grandes crues connues. Mais cette limite une fois déterminée, rien n'indique qu'elle ne sera point ultérieurement dépassée; les ensablements du lit, les travaux d'art, tels que les ponts et les barrages exécutés sur le cours d'eau, le travail projeté lui-même, peuvent concourir à la production de crues plus considérables que toutes les autres; les crues de tous les affluents peuvent accidentellement concorder toutes ensemble de manière à produire une surélévation exceptionnelle du cours d'eau principal; si donc les renseignements dont on dispose ne s'étendent pas sur une longue suite d'années, on fera bien de se tenir très au large dans ses évaluations.

Il est à remarquer, du reste, que, pour les cours d'eau principaux, on ne risque guère à présent de donner aux ponts des débouchés par trop faibles; car, d'une part, on construit aujourd'hui des arches de grande ouverture et surtout on a beaucoup réduit l'épaisseur des piles, de sorte que la largeur des parties formant barrage est bien moindre qu'elle n'était autrefois avec les vieux ponts dont les piles occupaient le tiers du débouché linéaire; d'autre part, les exigences de la navigation se sont accrues et les ingénieurs chargés de ce service ont soin d'exiger, dans les nouveaux projets, une grande hauteur d'arche.

Quoi qu'il en soit, nous supposons connus l'étiage, la limite des plus hautes eaux, et aussi la limite des eaux navigables.

Limite des eaux navigables. — La limite à laquelle s'arrête la navigation est aussi fort importante à connaître, car, il faut que, jusqu'à cette limite, les bateaux de toute dimension puissent facilement passer sous les arches marinières.

Il va sans dire que la limite des eaux navigables n'a rien d'absolu, car, en théorie, la navigation n'est jamais impossible, quelle que soit la vitesse du courant; elle devient seulement plus difficile et exige des bateaux plus solides ainsi qu'une force motrice plus considérable. A mesure que la navigation se perfectionne, la limite des eaux navigables peut donc s'élever, et il convient de faire dans une certaine mesure la part de l'avenir.

Cependant, il arrive toujours un moment où la navigation cesse d'être avantageuse et économique.

Cette limite des plus hautes eaux navigables correspond, en général, au moment où la rivière coule à pleins bords, c'est-à-dire au moment où elle va commencer à se déverser sur les berges.

A l'amont de Paris, sur la Seine, la navigation cesse à peu près à 3 mètres au dessus de l'étiage ; à l'aval, elle ne cesse qu'à 4 ou 5 mètres au dessus de l'étiage ; aux Andelys, elle ne cesse que lorsque les eaux sont à plus de 5 mètres au-dessus de l'étiage.

Sur chaque rivière, le service de la navigation indique le niveau des plus hautes eaux navigables. Il est urgent de le connaître pour la rédaction d'un projet de pont, car les chemins de halage doivent être placés à quelques centimètres au-dessus.

C'est aussi une habitude assez générale de placer les chapeaux ou couronnements des piles à peu près à la hauteur des plus hautes eaux navigables.

Détermination du débit d'un cours d'eau. — La détermination du débit du cours d'eau est nécessaire pour les calculs du débouché.

On obtient le débit par deux méthodes distinctes :

1° Par expérience directe, en relevant le profil en travers du lit et mesurant la vitesse moyenne ; 2° par le calcul, en cherchant le profil de la section mouillée et la pente longitudinale du cours d'eau.

La première chose à faire est donc de relever le profil en travers. Il faut choisir une partie du courant sur laquelle tous les filets liquides sont animés de vitesses parallèles, ce qu'il est facile de reconnaître au moyen de petits flotteurs ; puis, au moyen d'un treuil, on tend, bien normalement au courant, un fil de fer solide, qui porte tous les mètres un signe bien apparent ; on a fait au préalable la graduation sur la rive en tendant le fil comme il devra l'être lorsqu'il sera placé en travers du fleuve. Le fil étant en place, on relève à chaque point de division la profondeur de l'eau au moyen d'une sonde ou d'un fil à plomb chargé d'un poids d'autant plus lourd que le courant est plus rapide.

De la sorte, on a une série de coordonnées verticales équidistantes représentant les profondeurs d'eau que l'on trouve en chaque point, et si l'on réunit par des lignes droites les extrémités de ces ordonnées, on forme une série de trapèzes dont la somme est la surface mouillée totale de la section.

Connaissant la section mouillée, on aura le débit en la multipliant par la vitesse moyenne des filets liquides parallèles.

Bien des méthodes et bien des appareils sont en usage pour déterminer la vitesse moyenne : nous les décrirons dans le traité du mouvement des eaux. Nous supposerons seulement ici que l'on a calculé la vitesse à la surface et qu'on se propose d'en déduire la vitesse moyenne.

La vitesse à la surface s'obtient au moyen de flotteurs légers, offrant peu de prise à la résistance de l'air ; l'expérience se fait par un temps calme, et l'on note au moyen d'un chronomètre le temps que chaque flotteur met à parcourir l'espace compris entre deux profils de distance connue. On trouve donc la vitesse à la surface en des points convenablement espacés du profil transversal.

Si l'on considère tous les filets liquides qui se trouvent sur une même verticale, ils sont animés de vitesses différentes ; la vitesse à la surface n'est point maxima, comme on serait tenté de le croire ; la plus grande vitesse se trouve presque toujours au-dessous de la surface.

La plupart des auteurs anciens, qui ont traité la question, ont donné des formules contradictoires ou évidemment erronées. La formule, déduite par M. l'ingénieur Bazin d'une longue série d'expériences, paraît seule acceptable et encore

ne faudrait-il point l'appliquer à de très-larges cours d'eau, la voici :

$$V_m = V - 6{,}6\sqrt{RI}$$

V_m est la vitesse moyenne, V la vitesse à la surface, R le rayon moyen de la section, c'est-à-dire le quotient de la section par le périmètre mouillé, I la pente du cours d'eau par mètre.

Ainsi, on cherchera la vitesse à la surface en divers points du profil et on en déduira la vitesse moyenne aux mêmes points par la formule précédente ; multipliant chaque vitesse moyenne par la portion de section à laquelle elle s'applique et faisant la somme des produits partiels, on aura le débit total.

Mais on a cherché à simplifier encore le calcul en trouvant une relation entre la vitesse maxima à la surface et la vitesse moyenne applicable à toute la section. Dans ce cas, la vitesse moyenne U n'est autre chose que le quotient du débit par la section.

Dubuat se contentait de prendre la moyenne arithmétique de la vitesse au fond et de la vitesse à la surface.

De Prony donne une relation plus compliquée; il exprime la vitesse moyenne U en fonction de la vitesse maxima V à la surface, et il pose

$$U = V\frac{V + 2.37}{V + 3,15};$$

cette formule est évidemment inexacte puisqu'elle ne tient compte ni de la vitesse du fond, ni de la pente, ni de la profondeur ; du reste, l'expérience l'a condamnée, et, à son défaut on se contente d'ordinaire d'adopter la formule simple $U = 0{,}80\,V$.

On peut se contenter de cette formule dans les calculs relatifs à l'établissement des ponts.

Une autre formule adoptée par de Prony et Eythelwein a été longtemps en usage, elle donne la vitesse moyenne U en fonction du rayon moyen R, que nous avons défini plus haut et de la pente I. Cette formule est

$$RI = \alpha U + \beta U^2,$$

Les lettres α et β sont des coefficients numériques, auxquels de Prony donne les valeurs :

$$\alpha = 0{,}0000444499, \quad \beta = 0{,}000309314$$

et Eythelwein les valeurs :

$$\alpha = 0{,}0000242651, \quad \beta = 0{,}000365543$$

Sans nous arrêter à ce qu'il peut y avoir de bizarre à inscrire tant de décimales dans des coefficients qui ne peuvent, dans tous les cas, présenter qu'une exactitude fort relative, nous dirons que les formules précédentes n'ont pas été vérifiées par l'expérience, et qu'il convient de leur substituer la formule suivante, donnée par M. Bazin pour les cours d'eau limités à des parois en terre :

$$\frac{RI}{U^2} = 0{,}00028\left(1 + \frac{1.25}{R}\right)$$

Cette formule sera applicable lorsqu'on connaîtra la pente I du cours d'eau.

Cette pente s'obtient par un nivellement exécuté sur la rive : on plante sur la rive une série de bornes plus ou moins espacées, parfaitement fixées, dont on fait le nivellement une fois pour toutes. Au voisinage de chaque borne, on plante au bord de l'eau un piquet qui affleure la surface de l'eau, et on relève à la mire et au niveau la différence d'altitude entre la tête de ce piquet et la face supérieure de la borne. La même opération étant répétée pour chacune des bornes à la même heure, ou tout au moins à des intervalles peu différents, on déduira évidemment de la connaissance du nivellement des bornes le nivellement du cours d'eau et par suite sa pente par mètre ou par kilomètre. Cette pente est variable en un point donné avec la hauteur des eaux, et, si aux piquets mobiles on substitue des échelles fixes, dont on calcule exactement la différence d'altitude, il sera facile de trouver chaque jour, par la lecture des échelles, la pente des eaux entre deux points donnés.

Ainsi l'on aura toutes les données nécessaires à la détermination du débit.

Voici, à titre de renseignement, quelques résultats d'expériences sur nos principaux fleuves :

DÉSIGNATION DE LA RIVIÈRE.	HAUTEUR au-dessus de l'étiage.	VITESSE MOYENNE DE LA SECTION.	SURFACE MOUILLÉE.	DÉBIT PAR SECONDE.	DÉSIGNATION DE LA RIVIÈRE.	HAUTEUR au-dessus de l'étiage	VITESSE MOYENNE DE LA SECTION.	SURFACE MOUILLÉE.	DÉBIT PAR SECONDE.
	m			m		m			m
La Seine à Nogent..	0.12	»	»	11.887	Le Rhône à Lyon. .	0.00	»	»	235
Id.	1.45	0.63	134.80	85.112	Id.	maximum	»	»	5000
Id.	2.64	1.11	194.81	217.110	La Loire à Nantes..	—0.30	»	»	116
La Seine à Melun...	0.06	0.44	114.54	50.40	Id.	1.00	»	»	650
Id.	1.06	0.77	251.52	178.12	Id.	3.00	»	»	1910
Id.	2.36	1.12	397.77	445.00	Id.	4.50	»	»	5510
Id.	3.27	1.28	514.80	659 00	Garonne à Tonneins.	0 00	»	»	37.14
La Seine à Paris.. .	—0.66	»	»	48.00	Id.	3.00	»	»	931.05
Id.	0.00	»	»	90.00	Id.	6.00	»	»	2524
Id.	1.00	»	»	165.00	Id.	9.00	»	»	6850
Id.	2.00	»	»	332.00	Id.	10.24	»	»	10500
Id.	3.00	»	»	551.00	L'Eure à Louviers. .	0.00	»	»	8.00
Id.	4.00	»	»	883.00	Id.	0.40	»	»	16.00
Id.	5.50	»	»	1264.00	Id.	2.00	»	»	90.00

Voici maintenant, d'après M. l'ingénieur de Lagrené, un tableau des pentes longitudinales de nos principaux cours d'eau :

DÉSIGNATION DES RIVIÈRES	LONGUEUR EN KILOMÈTRES.	PENTE MOYENNE PAR KILOMÈTRE.	DÉSIGNATION DES RIVIÈRES.	LONGUEUR EN KILOMÈTRES.	PENTE MOYENNE PAR KILOMÈTRE.
RHÔNE.			LOIRE.		
Du lac de Genève à la mer.. . .	527	0.710	De Roanne à Orléans.	326	0.540
De Lyon à la mer.	332	0.480	D'Orléans à Paimbœuf.	351	0.260
Du lac de Genève à Lyon.. . . .	290	0.780	SEINE.		
De Lyon à Arles..	286	0.555	De Montereau à Paris.	102	0.194
D'Arles à la mer..	47	0.039	De Paris à Rouen.	242	0.100
			De Paris à la mer.	370	0.075
RHIN.			OISE.		
Du lac de Constance à Strasbourg	250	1.14	D'Aumont à Conflans-sur-Seine..	102	0.102
De Strasbourg à Rotterdam. . .	470	0.45	SAÔNE.		
GARONNE.			De Gray à Châlons..	134	0.122
De Toulouse au confluent du Tarn	82	0.770	De Châlons à Lyon..	140	0.086
Du Tarn à Bordeaux..	203	0.304	MARNE.		
MEUSE.			De Dizy à Lagny..	156	0.165
			De Lagny à Joinville..	23	0.200
De Pagney à la Belgique.. . .	353	0.410	De Joinville à Charenton.. . . .	18	0.500

Des influences qui agissent sur la hauteur des crues.— Parmi les influences accidentelles qui agissent sur la hauteur des crues, il faut signaler la direction et la force du vent. Ainsi un vent violent d'aval oppose à l'écoulement des eaux une grande résistance et peut augmenter considérablement l'amplitude d'une crue. L'influence du vent sur l'amplitude des marées est bien connue; elle produit sur les rivières des effets du même ordre.

Mais ce sont encore les influences locales, c'est-à-dire la forme même du lit de la rivière, qui agissent le plus sur la hauteur des crues. — Dupuit l'a mis nettement en évidence, et voici les remarques qu'il fait à ce sujet dans son Cours de ponts :

« Les grandes eaux, lorsqu'elles débordent dans les vallées, s'écoulent dans un lit très-irrégulier, tantôt très-large, tantôt étroit, et elles y prennent des hauteurs et des vitesses variables. Ce lit naturel peut être regardé comme composé d'une série d'étranglements successifs ; par suite, la surface des cours d'eau naturels n'est formée que d'une série de surface de remous qui se développent et se superposent les unes sur les autres et dont la hauteur, en un point quelconque, est une fonction de la forme du débouché naturel, non-seulement en ce point, mais encore des débouchés naturels à l'amont et à l'aval. — Une rivière prend donc dans son lit des hauteurs de crue variables et qui ne suivent aucune loi régulière, car pour cela il faudrait que le lit en suivît une lui-même ; or c'est ce qui n'arrive pas en général. Si nous jetons les yeux sur le profil d'une crue de

la Loire, en 1843, entre la Vienne et la Maine, c'est-à-dire sur une étendue de 60 kilomètres environ, où le fleuve ne reçoit aucun affluent important, nous trouverons que ce volume prend pour s'écouler les hauteurs suivantes :

À Saumur.	8m,70
Aux Rosiers (15 kil. à l'aval de Saumur).	7m,37
A Saint-Mathurin (10 kil. à l'aval des Rosiers). . . .	6m,20
Aux ponts de Cé (17 kil. à l'aval de Saint-Mathurin).	5m,54

et plus bas, une hauteur plus considérable.

Si donc on compare la hauteur de Saumur à celle des Rosiers, non-seulement on trouvera qu'il n'y a pas de remous à Saumur, mais dépression de 0m,67, tandis qu'il y a remous de 0m,50 par rapport à Saint-Mathurin et de 0m,16 par rapport aux Ponts-de-Cé.

Tous les cours d'eau offrent les mêmes accidents. Ces remous naturels si considérables ne sont accusés à la surface par aucune cataracte sensible ; ils sont le résultat des étranglements plus ou moins prolongés qu'éprouvent les eaux sur certains points, ou plus généralement, des circonstances locales. Lorsque des travaux d'art modifient ces circonstances, on a d'autres remous qui auraient pu être produits par des circonstances naturelles.

La hauteur des grandes eaux, en un point d'un cours naturel, dépend donc en général de leur volume, de la pente et de la section du lit au point considéré et à une certaine étendue en amont et en aval. Vers la source, les cours d'eau ont plus de pente, et le volume des eaux moins considérable, les crues seraient donc beaucoup plus faibles que dans la partie inférieure ; mais souvent le lit naturel est beaucoup plus étroit, de sorte que c'est le contraire qui arrive. Enfin, ainsi que nous l'avons déjà fait remarquer, le vent peut exercer une influence très-notable sur la hauteur des crues.

D'un autre côté, un grand cours d'eau n'est que la réunion d'autres cours d'eau moindres, composés eux-mêmes d'autres cours d'eau plus petits, et ces cours d'eau si nombreux ne sont pas tous influencés dans leurs crues par les mêmes causes, de sorte que leurs crues ne coïncident pas nécessairement ; mais rien ne s'oppose à ce qu'elles coïncident en plus ou moins grand nombre. Ainsi, représentons pour chacun d'eux leur plus grand volume par 6 et par 5, 4, 3, 2, 1 les volumes intermédiaires jusqu'à celui de l'étiage. Le volume d'eau qui passera à un point donné pourra être regardé comme le produit de tous les affluents arrivés à un certain point de crue. Son maximum ne sera donc atteint qu'autant que tous ses affluents le lui apporteront simultanément. La probabilité de ce résultat peut être comparée à celle d'amener, dans le jet d'un grand nombre de dés, autant de 6 qu'il y a de dés. Or tout le monde sait combien, quand le nombre de dés est un peu considérable, cette coïncidence présente peu de probabilités, combien, au contraire, les résultats moyens deviennent probables ; cependant, si peu probables que soient ces résultats extrêmes de ceux qui en diffèrent peu, ils le deviennent par la répétition d'un grand nombre de jets.

L'histoire de toutes les crues confirme ce que nous venons d'avancer, et comme celles que l'on connaît ne sont pas elles-mêmes les produits des maxima de tous les affluents supérieurs, il faut regarder comme possibles des crues plus considérables que celles qu'on a vues jusqu'à présent. Dans la partie supérieure d'un grand cours d'eau naturel, là où les affluents sont encore en petit nombre, les crues maxima sont plus probables, plus fréquentes, mais il est moins probable qu'elles seront dépassées ; dans la partie inférieure où les crues sont le

produit de nombreux affluents, les grandes crues sont plus rares, mais la limite possible de leur hauteur est bien plus considérable.

Il est d'ailleurs hors de doute que les travaux publics et particuliers exécutés dans les vallées ont eu pour résultat d'augmenter les crues. Il est donc indispensable, en exécutant ces travaux, de se rendre toujours compte de l'influence qu'ils doivent avoir sur le régime des grandes eaux et d'en apprécier toutes les conséquences. Cette prévision des résultats doit servir continuellement de guide dans l'étude des dispositions à adopter pour les projets; car, si la nature des dommages et accidents peut varier à l'infini, les ressources du métier de l'ingénieur ne sont pas moins nombreuses. »

Calcul du remous produit par un pont. — Un pont, par ses piles et par la retombée de ses arcs, produit toujours un barrage partiel, un rétrécissement du courant, une diminution dans la section d'écoulement.

Le débit restant le même, il faut que la diminution de section soit compensée par un accroissement de vitesse ; or cet accroissement de vitesse ne peut s'obtenir que par une chute ou remous brusque de l'amont à l'aval. La hauteur du remous sera d'autant plus considérable que les piles et les voûtes occuperont une plus grande portion de l'ancienne surface d'écoulement. C'est ce remous que nous nous proposons de calculer.

La question, dit M. Bresse, est extrêmement difficile à résoudre d'une manière satisfaisante. Il n'est guère possible d'analyser à fond le phénomène, à cause de sa complication : la loi suivant laquelle se contractent et s'épanouissent les filets fluides, l'influence de leur frottement naturel et des mouvements tumultueux, sont des choses imparfaitement connues et qui jouent ici le principal rôle.

D'un autre côté, s'il y a accroissement de vitesse au passage sous le pont, cet accroissement ne persiste pas à l'aval puisque le lit retrouve ses dimensions naturelles ; à la disparition de l'accroissement de vitesse doit donc correspondre une surélévation des eaux à l'aval. — Cette surélévation ne paraît pas être fort sensible, car les frottements et les chocs de tous genres absorbent l'excédant de force vive qui n'a plus besoin de se manifester par un travail de la pesanteur, c'est-à-dire par une surélévation de la masse liquide.

Nous admettrons donc que le niveau d'aval est celui que les eaux prendraient naturellement si le pont n'existait pas. — Ceci posé, appelons :

Q, le débit du cours d'eau au moment des crues, ce débit a été calculé ;

L, la largeur primitive du lit ;

l la largeur réduite sous le pont ;

h la profondeur moyenne du cours d'eau primitif, supposé à section rectangulaire ;

m le coefficient de contraction, c'est-à-dire la proportion dans laquelle les piles déterminent la contraction des filets liquides, et réduisent la largeur réelle du débouché, largeur qui est égale en apparence à l, mais qui en réalité n'est que de ml ;

A la hauteur du remous, c'est-à-dire la différence entre le niveau des eaux un peu à l'amont, et le niveau des eaux sous le pont ou à l'aval.

La section d'amont a pour surface $L(h+y)$, et comme elle donne passage à un débit Q, les filets liquides y prennent une vitesse moyenne $V = \frac{Q}{L(h+y)}$;

De même la section d'écoulement sous le pont a pour surface mlh, et les filets liquides y prennent une vitesse moyenne $V' = \frac{Q}{mlh}$.

La hauteur de chute qui correspond à la vitesse V est, d'après les formules de l'hydraulique, égale à $\frac{V^2}{2g}$, et celle qui correspond à la vitesse V' est $\frac{V'^2}{2g}$; la différence de ces deux hauteurs doit être égale au remous y; il en résulte l'équation :

$$(1) \qquad \frac{Q^2}{2g}\left(\frac{1}{m^2 l^2 h^2} - \frac{1}{L^2(h+y)^2}\right) = y$$

qui permet de calculer y.

C'est une équation au 3me degré, que l'on peut résoudre facilement par approximations successives : on fera d'abord $y = 0$, dans le premier membre, et le second membre prendra une valeur y_1, on fera $y = y_1$ dans le premier membre, et l'on trouvera pour le second membre une nouvelle valeur y_2, et ainsi de suite jusqu'à ce que la différence entre deux valeurs successives d'y soit insignifiante.

Reste à fixer la valeur du coefficient m; il dépend de la forme des piles et surtout de l'ouverture des arches.

Gauthey le fait	égal à	0,95	lorsque les piles sont terminées	par un angle aigu;
—	—	0,90	—	par un demi cercle,
—	—	0,85	—	carrément,
—	—	0,70	lorsque les arches sont petites et noyées aux naissances.	

Avec les grandes arches qui sont en usage aujourd'hui, et avec la réduction apportée à la largeur des piles, on peut fort bien ne prendre que 0,90 pour la valeur du coefficient de contraction; à moins que les retombées des voûtes ne plongent profondément dans l'eau lors des crues, auquel cas on peut descendre à 0,75.

Application. — Prenons comme application un cas que peut présenter la Seine, à Paris, soit :

$$Q = 1250^m \quad L = 150^m, \quad h = 6^m,50$$

On franchit le fleuve avec un pont de cinq arches ayant chacune 27^m,20 d'ouverture et séparées par quatre piles de 3^m,50 de large. — De ces diamètres résulte :

$l = 136^m$ et, si nous prenons $m = 0,90$, il viendra : $ml = 122$, substituant dans l'équation (1) et calculant les valeurs successives d'y, nous trouverons environ :

$$y = 0^m,061$$

et la vitesse moyenne des eaux sous le pont sera de 1^m,60.

En admettant que la vitesse moyenne est les 0,80 de la vitesse maxima à la surface, on trouve que celle-ci sera de 2^m,00. — La navigation sera donc devenue impossible; elle s'arrête, en général, à la montée lorsque la vitesse superficielle est de 1 mètre, et à la descente, lorsque la vitesse est de 1^m,50.

Navier a donné, pour calculer le remous, une formule différente qu'il serait superflu de démontrer ici, et que nous nous contenterons de reproduire. La voici :

$$(2) \qquad \frac{Q^2}{2gm^2l^2}\left(\frac{1}{h+0,57y}\right)^2 - \frac{U^2}{2g} =$$

La lettre U représente la vitesse moyenne du courant naturel, c'est-à-dire le quotient du débit par la section de la rivière.

Si nous appliquons cette formule à l'exemple précédent, en procédant encore par approximations successives, nous trouvons pour y environ $0^m,05$.

Cette formule donne donc une valeur un peu moindre pour le remous; il sera plus sûr de se servir de la première.

Observation de Vicat. — Dans une note publiée en 1836, Vicat a scrupuleusement étudié l'influence du pont de Souillac, que lui-même avait construit, sur la surface des eaux de la Dordogne, aux abords de cet ouvrage. — Cette étude met bien en relief, non-seulement les cataractes longitudinales, mais encore les courants traversaux dont les levées d'accès insubmersibles déterminent la formation. (*Voir* les figures 1 à 4 de la planche 2...)

En février 1833, dit Vicat, des pluies abondantes combinées avec la fonte des neiges de la haute Auvergne, firent monter la Dordogne au plus haut point où on l'ait vue depuis 1783. La vallée, dans toute sa largeur, offrait l'aspect d'un grand lac. Les avant-becs des piles du pont de Souillac étaient couverts jusqu'aux couronnements, et les, eaux en se précipitant sous les arches, y formaient d'effrayantes cataractes.

En amont du pont, le cours de la rivière, figure 3, est rectiligne et arrive à angle droit sur l'axe longitudinal de cet ouvrage; en aval, il dévie à gauche en formant une courbe d'un immense rayon. La plaine qui s'étend sur la gauche offre une dépresssion parallèle au cours de la rivière, à environ 300 mètres de la rive; c'est la trace d'un ancien lit. Cette plaine est traversée par la levée insubmersible qui accède au pont (*fig.* 1). Quand les eaux débordent, elles arrivent des régions supérieures par la dépression susdite, et rencontrent la chaussée contre laquelle elles s'élèvent en formant une nappe qui, stagnante d'abord, prend de la pente à mesure que l'on s'approche de la rive, et finit par produire un courant rapide qui longe la chaussée et se précipite enfin sous la première arche. A l'issue de cette arche, ce même courant, augmenté d'une partie du trop plein de la rivière, tourne subitement à gauche, et se jette avec force dans la plaine d'aval, où l'appelle puissamment la dépression dont on a parlé.

De l'amont à l'aval de la levée, il s'établit une dénivellation d'un mètre.

Sur la première pile rive droite où se portait le plus fort du courant, on remarque (*fig.* 4) une dénivellation de $1^m,125$ de l'avant-bec à l'arrière-bec, et il se formait, le long de cette pile, une cataracte dont le maximum de dépression était de $2^m,62$ comme la figure l'indique.

Il fallait des fondations bien solides pour résister à de pareils effets. Il est évident qu'il eût fallu ménager, dans la levée rive gauche, à 150 mètres au moins du pont, une large voûte de décharge, afin d'offrir une issue directe aux eaux dirigées suivant la dépression de terrain signalée plus haut.

Il eût été préférable, en outre, de substituer des arcs de cercle aux voûtes en plein cintre, dont la naissance commençait près de l'étiage; car, à $6^m,00$ au-dessus de l'étiage, des voûtes en plein cintre ou en anse de panier, ne laissent point que d'intercepter une notable partie du débouché linéaire.

Vicat fait remarquer que les avant-becs circulaires apportent un obstacle à l'écoulement, et qu'à part les considérations de coup d'œil et de durée, les avant-becs triangulaires sont rationnellement et effectivement préférables. — Mais nous aurons lieu de revenir ultérieurement sur cette question de la forme à donner aux piles.

Détermination du débouché. — Nous avons maintenant tous les éléments

nécessaires pour apprécier si le débouché d'un ouvrage projeté est suffisant. — Il va sans dire que ces éléments doivent être pris au moment des plus grandes crues du cours d'eau.

Le débouché d'un pont qu'on projette, dit Gauthey, est moins difficile à bien déterminer lorsqu'il existe près de son emplacement d'autres ponts sur la même rivière. Alors on a soin de mesurer pendant les crues la section du fleuve au passage de ces ponts et d'observer la vitesse de l'eau et la chute qui se forme ordinairement en amont. — Au moyen des comparaisons fournies par ces données, on peut quelquefois, fixer le nouveau débouché d'une manière assez exacte.

Cette règle de Gauthey ne doit pas être appliquée aveuglément, car elle pourrait conduire à des résultats absurdes. Elle est bonne lorsque les circonstances locales de pente et de lit ne varient pas entre le pont projeté et le pont ancien que l'on prend comme point de départ. Mais, si quelque variation se produit, il faut se garder d'adopter la règle précédente ; les remarques de Dupuit, que nous avons citées, le font bien voir; la hauteur d'une même crue est essentiellement variable aux divers points d'un cours d'eau, elle dépend de la conformation du lit en chaque point, et il serait imprudent d'appliquer à deux points même voisins, mais placés dans des conditions différentes, les résultats trouvés pour l'un d'eux.

Tout ce qu'on a le droit de faire, c'est d'adopter la valeur du débit, calculée exactement en un de ces points, en lui faisant subir une correction que nous indiquerons plus loin.

Gauthey émet, relativement au débouché, une seconde observation qui nous paraît aussi contestable. Il prétend qu'il y a danger de donner à un pont un débouché trop grand. Supposez que la section libre, sous un pont, soit supérieure à celle que le cours d'eau présente aux environs ; il se produira au passage un ralentissement de vitesse qui déterminera des atterrissements ; mais ces atterrissements ne tarderont à s'arrêter lorsque la section d'écoulement sera ramenée à des proportions convenables. On aura tout simplement construit un pont d'une trop grande largeur, mais nous ne pensons point qu'il puisse se manifester des inconvénients au point de vue de l'écoulement.

Les ponts ne périssent jamais que par défaut de débouché; la trop grande diminution de la section est seule à craindre. L'augmentation n'a guère d'inconvénients qu'au point de vue de la dépense.

Ainsi, le desideratum serait d'établir le pont sur toute la largeur qu'occupent les plus fortes crues; il n'y aurait plus que les piles qui formeraient obstacle à l'écoulement, et, comme nous l'avons dit, dans l'état actuel, leur épaisseur est généralement assez faible relativement à l'ouverture des arches.

Tel est l'avis formulé par Dupuit.

Mais, il est bien rare que l'on agisse ainsi, car on serait entraîné fréquemment à donner aux ouvrages, un développement trop considérable. Les ponts n'occupent d'ordinaire que la largeur du lit proprement dit de la rivière ; quelquefois même, les culées font saillie en rivière notamment sur les rives convexes.

Il y a donc un rétrécissement notable du lit, soit que celui-ci soit profondément encaissé, et que le cours d'eau ne déborde jamais, soit au contraire que le cours d'eau soit susceptible de déborder et de former des courants latéraux dans la vallée.

Toutes les fois que ces courants latéraux existent, il faut leur ménager des issues spéciales, au moyen d'arches de dimension plus ou moins grandes, con-

struites dans les levées d'accès; nous avons vu les effets que l'absence de ces arches de décharge produisait au pont de Souillac; ils se sont manifestés plus d'une fois par la ruine des fondations.

En ce qui touche le courant principal, qui suit toujours le lit majeur du cours d'eau, il convient d'étudier l'obstacle que lui causera la présence du pont; ainsi que nous l'avons déjà dit, en général ce ne sont point les piles elles-mêmes qui gênent le plus l'écoulement, car elles n'occupent maintenant que le $\frac{1}{8}$ ou le $\frac{1}{10}$ du débouché linéaire, tandis que dans les ponts anciens elles en prenaient le tiers. Ce qui rétrécit le débouché linéaire, ce sont les retombées des arches, lorsque ces arches ont leurs naissances voisines de l'étiage et que la hauteur des crues est considérable.

Lorsqu'on s'aperçoit que le rétrécissement sera trop considérable, il faut ou bien surélever les arches, ou leur donner un profil en arc de cercle surbaissé.

Dans tous les cas, on calculera par les formules que nous avons indiquées plus haut la valeur du remous et la vitesse maxima que les eaux seront susceptibles de prendre sous le pont.

Cette vitesse donnera d'utiles indications sur la profondeur des affouillements à craindre, en se reportant au tableau suivant, que donne M. Morandière :

NATURE DU SOL.	VITESSE AU DELA DE LAQUELLE LE SOL EST ENTAMÉ.	NATURE DU SOL.	VITESSE AU DELA DE LAQUELLE LE SOL EST ENTAMÉ.
Terre, boue détrempée.	0.08	Pierres cassées. Silex anguleux. . .	1.22
Argile.	0.15	Cailloux agglomérés.	1.52
Sable.	0.30	Roches lamelleuses.	1.83
Gravier.	0.61	Roches dures.	3.00
Cailloux.	0.91		

Ainsi la question du débouché est quelque chose d'un peu arbitraire; quel qu'il soit, il suffit toujours à un débit quelconque; il s'établit une cataracte dont la hauteur est en rapport avec la vitesse à produire. Mais, il y a des limites au delà desquelles cette vitesse devient dangereuse et compromet la solidité du travail.

Aujourd'hui, les grands remous ne sont plus guère à craindre avec les ponts de construction moderne, établis sur les rivières navigables. Car, on réduit le débouché linéaire infiniment moins qu'on ne le faisait autrefois, et en outre les exigences de la navigation forcent à donner aux arches bien plus de hauteur qu'on n'en donnait autrefois.

Pourvu que l'on ait soin de ménager des arches de décharge pour les courants latéraux, on n'a rien à craindre au point de vue de l'écoulement principal. Il suffira de se conformer aux indications fournies par les ingénieurs de la navigation, avec lesquels on doit s'entendre par une conférence préalable.

Il y a peut-être plus de précautions à prendre pour les petits ponts qu'on établit sur les rivières non navigables; car on manque quelquefois de renseignements ou on ne se donne pas la peine d'étudier attentivement le cours des eaux. Les mêmes dangers sont cependant à craindre sur ces cours d'eau secon-

daires, et la question du débouché doit toujours y être traitée avec la plus grande attention.

Rappelons à ce sujet que les services départementaux et vicinaux doivent toujours demander une conférence aux ingénieurs du service hydraulique, avec lesquels ils doivent s'entendre pour les dimensions à donner aux ponts projetés sur un cours d'eau quelconque.

Indications à tirer de la superficie des bassins. — Les notions précédentes ne seraient point complètes si nous ne parlions ici des indications utiles que l'on peut tirer de la connaissance de la superficie des bassins dont les rivières recueillent les eaux.

Gauthey avait déjà compris l'avantage de ces indications, et il s'exprime ainsi à la page 182 de son *Traité des ponts*.

La quantité d'eau, à laquelle livre passage le lit d'une rivière, semble d'abord devoir être partout proportionnelle à la surface du terrain sur lequel tombent les eaux de pluie qui vont se rendre au point du cours de la rivière où l'on élève le pont. Cependant, en partant de ce principe on pourrait commettre de grandes erreurs. En effet, on a observé que la quantité d'eau qui tombe pendant la même année est très-différente dans des lieux différents; et de plus, la nature, l'inclinaison du terrain qui la reçoit influent beaucoup sur la manière dont elle s'écoule avec plus ou moins de vitesse, ou dont elle pénètre la terre à une plus ou moins grande profondeur. Il est facile d'ailleurs de voir que c'est moins la quantité d'eau tombée pendant toute l'année qu'il faudrait prendre en considération que celle qui, tombant à l'époque des grandes pluies, ou résultant de la fonte des neiges, aurait donné lieu à une crue considérable. Cependant s'il y a beaucoup de circonstances où l'on ne doive point s'attacher à cette considération, il ne faut pas la négliger entièrement : elle peut donner lieu à des rapprochements utiles en l'appliquant à des lieux voisins les uns des autres et où la disposition et la nature du terrain seraient à peu près les mêmes.

C'est un de ces rapprochements, que Gauthey présente dans son traité, en prenant pour exemple le pont de Bonpas sur la Durance.

Ce pont de bois est établi entre deux digues qui limitent latéralement le cours d'eau et qui sont éloignées l'une de l'autre de 534 mètres. Cette largeur n'est occupée que dans les crues; en basses eaux, la largeur du lit n'est que de 110 mètres et la profondeur moyenne de $1^m,30$. Lors des crues, la hauteur des eaux atteint 3 mètres, et la surface du débouché est de 1,530 mètres carrés.

Le lit de la rivière n'étant point encaissé, et sa largeur étant considérable relativement à sa profondeur, il était difficile de connaître sa vitesse moyenne avec quelque exactitude.

Mais on trouve, à 40 kilomètres au-dessus de Bonpas, le pertuis de Mirabeau : la Durance y coule dans une crevasse profonde, entre deux parois de rocher distantes de 180 mètres, et, lors des crues les plus fortes, elle y prend une vitesse moyenne de $4^m,12$ sous une profondeur de $4^m,87$, d'où résulte un débit maximum de

$$180 \times 4,12 \times 4,87 \quad \text{ou} \quad 3612 \text{ mètres cubes par seconde.}$$

Entre Mirabeau et Bonpas, la Durance ne reçoit pas d'affluent de quelque importance : le bassin dont les eaux se déversent à Bonpas dépasse d'$\frac{1}{18}$ le bassin correspondant à Mirabeau.

Admettant une variation des débits, proportionnelle à la variation des bassins,

nous trouvons que le débit maximum à Bonpas sera de 3,838 mètres cubes, ce qui, pour une section de 1,530 mètres carrés donne une vitesse moyenne de $2^m,51$.

On trouvera dans le cours de M. Morandière d'autres applications intéressantes de la même méthode.

Les observations pluvio-métriques, auxquelles on se livre aujourd'hui sur presque toute l'étendue de la France et dont nous aurons lieu d'étudier les résultats dans notre *Traité des eaux*, peuvent fournir quelques renseignements sur le débit des cours d'eau.

On connaît, pour chaque partie d'un bassin, la hauteur d'eau qu'elle reçoit annuellement sous forme de pluie. De cette eau, une partie est absorbée dans le sol, l'autre s'écoule à la surface : la proportion entre ces deux parties dépend évidemment de la nature du sol.

Ainsi, le rapport entre le volume de la pluie tombée et le volume débité par la Seine est de 0,286; pour l'Eure, il n'est que de 0,155; pour la Garonne, au contraire, il est de 0,65 et pour la Saône, à Lyon, de 0,50. Le débit des grands fleuves ne comprend pas seulement l'eau qui a suivi la surface du sol, mais encore le produit souvent très-considérable des sources de fond. Cependant, à l'étang de Gondrexange qui alimente le canal de la Marne au Rhin, on recueille près de 0,50 de la quantité de pluie tombée; mais, pour les étangs où l'on recueille une partie des eaux qui alimentent Versailles, étangs qui reçoivent l'égout de terres perméables parfaitement cultivées, il a paru prudent de ne compter que sur les 0,06 du volume de la pluie.

On voit en somme qu'on ne peut obtenir de la sorte que des résultats peu utiles au point de vue du débouché; ce ne sont que des moyennes fort intéressantes à d'autres points de vue mais que nous regardons comme insignifiants pour la construction de ponts.

On a quelquefois donné la règle suivante :

Lorsqu'un pays est plat et bien cultivé, comme le Nord et la Belgique, il faut donner aux ponts $0^m,905$ de débouché par kilomètre carré de la superficie du bassin; dans un pays moyennement accidenté, on devra donner $0^m,125$ par kilomètre carré.

Cette règle est absolument inexacte.

La seule méthode qui puisse conduire à des résultats satisfaisants, c'est l'expérience directe, pratiquée comme nous l'avons indiqué.

HAUTEUR ET LARGEUR DES ARCHES D'UN PONT

Hauteur des arches. — La hauteur des arches d'un pont est fixée par plusieurs circonstances :

1° *Par la hauteur maxima des crues.* — On s'accorde à dire qu'il convient de réserver une hauteur libre de 2 mètres entre les plus hautes eaux et le sommet de l'intrados, afin de laisser un passage libre pour les arbres et les épaves de toutes natures que les eaux peuvent entraîner.

Cependant, cette hauteur de 2 mètres est excessive en bien des cas et conduirait à des hauteurs trop considérables; il arrive bien souvent qu'on la réduit à 1 mètre et même moins.

Ainsi, à Paris, la plus grande crue connue s'est élevée à $8^m,80$, et l'administra-

tion exige que le sommet de l'intrados des voûtes soit placé à 0m,45 plus haut, c'est-à-dire à 9m,25 au-dessus de l'étiage.

Ce ne serait point une latitude assez forte sur une rivière torrentielle, qui peut charrier des corps flottants de grandes dimensions. Il conviendrait alors d'adopter une hauteur libre de 2 mètres; pour les petites rivières, on peut se limiter à 1 mètre.

2° *Par les besoins de la navigation.* — La considération la plus importante pour fixer la hauteur des arches est celle qui est relative aux besoins de la navigation. Il faut que, jusqu'à la limite des plus hautes eaux navigables, les bateaux de la plus grosse dimension usuelle, puissent passer facilement sous les arches marinières.

Sur la Seine, on demande qu'il soit ménagé au-dessus des plus hautes eaux navigables au moins un rectangle libre de 4 mètres de hauteur sur 6 mètres de largeur. C'est une condition qui paraît applicable à toutes les grandes voies navigables. Au reste, c'est dans la conférence avec les ingénieurs de la navigation que la hauteur des arches est définitivement arrêtée.

Largeur des arches. — La largeur des arches doit être fixée aussi par les besoins de la navigation. Mais, en réalité, cette considération n'est plus qu'accessoire aujourd'hui, car la largeur des arches est toujours bien supérieure à ce qu'il faut pour un bateau.

En elles-mêmes, les voûtes de dimension moyenne (15 à 20 mètres) sont plus économiques de construction et exigent moins de soin que les grandes voûtes; mais, elles ont l'inconvénient de multiplier les supports de fondation. Elles ne conviennent donc guère que là où les fondations sont très-faciles et d'un prix modique.

Dès que les fondations deviennent coûteuses et descendent à 4 ou 5 mètres au-dessous de l'étiage, il convient de recourir à des arches de plus grande ouverture, 25 mètres par exemple; lorsque les fondations descendent à 6 ou 8 mètres au-dessous de l'étiage, il y a en général avantage à adopter des ouvertures de 30 à 35 mètres. Enfin, lorqu'il faut descendre plus profondément encore, lorsqu'il faut par exemple recourir à des fondations tubulaires, on cherche à augmenter l'ouverture par tous les moyens possibles et en général on a recours aux larges travées métalliques.

Dans chaque cas, c'est par une étude attentive que l'on arrivera à se rendre compte des dimensions les plus favorables; il conviendra en général de dresser plusieurs projets pour se rendre un compte exact des dépenses comparatives.

Nombre des arches. — Les architectes anciens posaient en principe que le nombre des arches devait être impair. Au point de vue de l'effet architectural, cette assertion paraît sans fondement.

Au point de vue de l'écoulement des eaux, elle semble mieux fondée; dans un cours d'eau rectiligne, la plus grande profondeur est en général au milieu, et ce serait un tort d'y placer une pile, c'est-à-dire d'obstruer le courant précisément à l'endroit où il possède sa plus grande vitesse.

Mais, ce fait ne se produit pas toujours, et alors il n'y a pas de raison pour ne point placer de pile au milieu du pont.

Du reste, la question devient insignifiante dès que l'ouvrage présente un certain nombre d'arches.

Profil en long du pont. — L'habitude s'est introduite de faire des ponts horizontaux, c'est-à-dire de placer les sommets de tous les intrados sur une

même ligne horizontale, ainsi que la plinthe ou couronnement et la chaussée elle-même.

Nous trouvons, à cette manière de faire, plusieurs inconvénients :

1° Un pont horizontal pèche toujours un peu au point de vue de la perspective; en effet, d'abord les deux rives d'un fleuve important ne sont pas en général au même niveau; en outre la surface transversale des eaux ne paraît pas être horizontale, du moins pour les courants à grande vitesse; quelques observateurs prétendent qu'elle est convexe en temps de crue et concave en temps de décrue. Des mesures récentes ont montré qu'en général cet effet était peu sensible. Quoi qu'il en soit, il est rare qu'une longue ligne horizontale, comme la plinthe d'un pont, placée au-dessus d'un large cours d'eau, ne paraisse point légèrement convexe vers le bas, c'est-à-dire que le pont semble s'être légèrement tassé en son milieu. Suivant nous, cet effet s'observe nettement sur quelques ponts horizontaux ;

2° Un pont horizontal se prête moins bien à l'écoulement des eaux ; il faut donner aux caniveaux une série de pentes et de contre-pentes pour mener l'eau à des gargouilles sous trottoirs traversant la maçonnerie et débouchant dans la rivière; les eaux traversant plus facilement la chaussée et les maçonneries qui la supportent, celles-ci doivent être protégées par une chape imperméable.

3° Un pont horizontal exige des arches égales; donc on est forcé de leur donner à toutes le maximum de hauteur exigé par la navigation. Il en résulte un accroissement dans la hauteur des remblais d'accès et quelquefois une gêne considérable lorsqu'il y a des maisons préexistantes. Au contraire, avec un pont incliné, on réserve à la navigation par exemple l'arche centrale et l'on adopte pour les autres arches des hauteurs moindres.

Lorsque les arches ont des hauteurs notablement différentes, il convient pour l'effet architectural de faire varier aussi l'ouverture; du reste, cela est commandé par la théorie, afin que les poussées exercées de chaque côté d'une pile soient égales. Nous dirons plus loin dans quel rapport il faut faire varier les ouvertures.

Un pont incliné se prête parfaitement à l'écoulement des eaux que l'on conduit en dehors du pont où l'on s'en débarrasse facilement; on est dispensé de percer par des gargouilles le massif de maçonnerie, et si la chaussée est solide et épaisse, on peut donner moins de soins à la chape ; nous pensons même qu'on peut arriver à lui substituer un simple rejointement en ciment, car l'expérience nous a prouvé que l'eau ne pénètre pas profondément dans une bonne chaussée empierrée, s'égouttant facilement et présentant une pente longitudinale de $0^m,01$.

Nous croyons donc devoir recommander l'emploi des ponts inclinés, toutes les fois qu'il est possible.

Lorsqu'on peut réunir les sommets de toutes les arches par une parabole à axe vertical, dont le sommet est au milieu du pont, et qu'on adopte pour le profil du couronnement une parabole parallèle, l'effet est plus élégant et moins roide que lorsqu'on compose le profil avec deux droites inclinées, se coupant sur le milieu du pont.

Mais ces considérations ne sont pas capitales, en somme, et nous ne nous y arrêterons point davantage.

Largeur d'un pont. — La largeur d'un pont dépend de la circulation qu'il doit desservir. Nous ne parlerons point des ponts pour chemins de fer, dont nous verrons ultérieurement les profils en travers pour une et pour deux voies.

La largeur d'un pont route est, comme la largeur des rues, fixée par le nombre de files de voitures auxquelles on veut donner passage, et par l'importance de la circulation des piétons. Nous prierons le lecteur de se reporter pour ce sujet à ce que nous avons dit dans notre traité des routes.

La largeur limite des chargements circulant sur les voies publiques est fixée à 2m,50.

Donc une largeur de voie est de.	2m,50
La largeur nécessaire pour deux voies est de.	5m,00
Et l'on admet que pour trois voies, on a une largeur suffisante avec. .	7m,00

Ce n'est que dans les grandes villes que l'on trouve des ponts d'une largeur supérieure à 7 mètres.

Un trottoir de 0,75 suffit au passage d'une personne, et elle n'a rien à craindre des voitures.

Pour deux personnes, il faut un trottoir de 1 mètre.

Au delà, on tombe dans les trottoirs de luxe, dont on trouvera des exemples dans les divers ponts dont nous donnerons les dessins.

Lorsqu'on ne veut point de trottoirs, parce qu'on le juge inutile, il faut entre la limite de la chaussée et le parapet, soit une bordure formant chasse-roue, soit une série de bornes, occupant une largeur de 0m,40 environ.

De sorte que : le minimum de largeur d'un pont à une voie s'obtiendra comme il suit :

Un trottoir de.	0,75
Une chaussée de.	2,50
Une bordure de.	0,40
Largeur totale entre parapets. . . .	3,65

Le minimum de largeur d'un pont à deux voies, en admetant que les piétons suivent la voie des voitures, ce qui leur est possible dans ce cas, s'obtiendra comme il suit :

Deux bordures de 0m,40, ensemble.	0,80
Une chaussée de.	5,00
Largeur totale entre parapets. . . .	5,80

Un pont à trois voies, suppose une certaine circulation en piétons, et exige au moins deux trottoirs de 1 mètre, de sorte que sa largeur minima entre parapets est de 9 mètres.

Généralement, on ne descend pas jusqu'aux dimensions minima que nous venons d'indiquer. Cependant nous pensons qu'en bien des cas, par raison d'économie, on devrait le faire, notamment sur les chemins vicinaux ; et, comme on peut facilement obtenir un encorbellement de 0m,25 sur chaque tête, et adopter des garde-corps métalliques placés à l'aplomb de l'extrémité, et scellés au moyen d'équerres dans le trottoir, il en résulte que :

La largeur minimum d'un pont à une voie entre les têtes peut être réduite à. .	3m,25
— — à deux voies — —	5m,40

Nous ne disons point qu'il faille adopter toujours ces dimensions réduites.

Mais, ce que l'on doit éviter par-dessus tout, c'est de donner une portion de largeur inutile :

Ainsi, il ne faut pas faire une chaussée trop large pour une voiture, et trop étroite pour deux, ou trop large pour deux voitures et trop étroite pour trois, ou un trottoir trop large pour une personne, et trop étroit pour deux, etc...

De même, toutes les fois qu'on ne doit point s'attacher à l'effet produit, il faut supprimer les parapets à grande largeur, et adopter des garde-corps métalliques, simples et solides, qui, il est vrai, sont en général d'un médiocre aspect sur les ponts de pierre, mais qui économisent la largeur, et par suite la dépense.

Dans les grands travaux, il est permis de sacrifier quelque peu à l'effet architectural et à la décoration; dans les travaux courants, il convient de rechercher la simplicité et l'économie.

Fondations. — Dans le traité de l'exécution des travaux, nous avons étudié en détail les divers genres de fondations, applicables aux ouvrages de toute nature. Nous ne reviendrons point sur ce sujet, et nous ne nous occuperons ici que de la superstructure des ponts, c'est-à dire de toute la partie située au-dessus de l'étiage.

CHAPITRE II

DES COURBES D'INTRADOS

Dans les ponts, on n'a guère recours qu'à des voûtes cylindriques à génératrices horizontales ou berceaux.

Rappelons ici quelques définitions usuelles. On nomme:

Pieds-droits, les murs qui s'élèvent jusqu'à la naissance de la voûte et qui la soutiennent;

Imposte, la dernière assise des pieds-droits; dans la pratique, on donne ce nom à la moulure qui généralement indique la dernière assise;

Naissance, la ligne de séparation des pieds-droits et de la voûte;

Intrados, la surface vue à l'intérieur de la voûte;

Extrados, la surface extérieure cachée (l'extrados n'est généralement que dégrossi et recouvert d'un enduit, tandis que l'intrados est taillé avec le plus grand soin);

Reins, les parties latérales de la voûte;

Voussoirs, les pierres de la voûte formant comme une série de coins juxtaposés;

Douelle, la face courbe de chaque voussoir qui se trouve sur l'intrados;

Clef, le voussoir du milieu; il y a toujours un nombre impair de voussoirs, et la clef est le voussoir qui ferme la voûte, c'est celui que l'on place le dernier;

Ouverture, la dimension horizontale de la voûte aux naissances;

Flèche ou montée, la dimension verticale maxima, mesurée au milieu de l'ouverture, et comptée à partir de la ligne horizontale des naissances;

Surbaissement ou surhaussement, le rapport de la montée à l'ouverture: une voûte surbaissée au $\frac{1}{10}$ est telle que sa flèche est la dixième partie de l'ouverture, une voûte surbaissée au $\frac{1}{2}$ est en plein cintre; à vrai dire, le plein cintre est la limite qui sépare le surbaissement du surhaussement. Quand la flèche ou montée dépasse la moitié de l'ouverture, on a des voûtes surhaussées; elles ne sont guère usitées que sous la forme ogivale.

Une voûte est caractérisée par la forme de la section droite de son intrados. On distingue dans les ponts, les voûtes en plein cintre, en arc de cercle, en anse de panier, en ogive.

Plein cintre. — Une voûte est en plein cintre lorsqu'elle a pour section droite un demi-cercle; l'ouverture est le double de la montée.

Le plein cintre est d'un tracé simple et facile; grâce à sa courbure uniforme, il produit toujours un bon effet; c'est la courbe la plus ancienne, et pour ainsi dire la seule usitée autrefois; il faut la conserver toutes les fois que cela est possible.

Ainsi, dans les viaducs, où la hauteur ne fait jamais défaut, les voûtes sont toujours en plein cintre.

L'épure de la section droite de la voûte se trace avec facilité, au moyen d'un compas de charpentier de plus ou moins grande dimension.

Les panneaux qui servent à la taille des voussoirs, ainsi que les arcs de douelle, sont bien faciles à tracer, puisque partout la courbure est la même, et qu'un seul arc peut servir pour tout le développement.

Arc de cercle. — L'arc de cercle participe des avantages du plein cintre, mais il est disgracieux; aussi ne l'emploie-t-on pas en architecture proprement dite.

Pour la construction des ponts, il est susceptible de rendre de grands services, car il permet de donner aux arches un plus grand débouché pour l'écoulement des eaux.

Ainsi, soit un plein cintre (*abc*) (figure 4, planche I) que l'on remplace par un arc de cercle *a'cb'*, surbaissé au dixième, on ajoute à la surface d'écoulement les deux triangles mixtilignes *aa'c*, *bb'c*; le plein cintre *acb* a pour aire $\frac{\pi D^2}{8}$ ou $0{,}3927\,D^2$, la surface *aa'bcb'* comprend le rectangle *aba'b'* dont l'aire est $D \times \frac{4}{10} D$, ou $0{,}4\,D^2$, plus le segment (*a'cb'*) dont l'aire, calculée au moyen des tables que nous donnerons plus loin, est exprimée par $0{,}0672\,D^2$; d'où résulte une aire totale égale à $0{,}4672\,D^2$.

Le rapport des deux surfaces d'écoulement est donc

$$\frac{0{,}4672}{0{,}3927} \text{ ou } 1{,}19 \text{ ou environ } \frac{6}{5}$$

En substituant au plein cintre une voûte surbaissée au $\frac{1}{10}$, on augmente donc la surface libre d'environ $\frac{1}{5}$; et on facilite l'écoulement dans une proportion beaucoup plus considérable, car les retombées des voûtes ne viennent point barrer le cours des eaux.

Il conviendra donc de recourir à l'arc de cercle sur les rivières torrentielles, lorsque l'on sera forcé de réserver pour les crues le plus large passage possible.

Mais, nous le répétons, l'arc de cercle est d'un médiocre effet, surtout lorsque les piles sont relativement élevées, car il ne se raccorde pas avec elles, et les coupe sous un angle obtus.

Il fait beaucoup mieux sous la forme dite à culées perdues, c'est-à dire lorsqu'on peut traverser un ravin ou une tranchée par une seule voûte en arc de cercle, à laquelle les parois même du ravin servent de culées.

Certains ingénieurs recommandent d'employer uniquement l'arc de cercle correspondant au côté de l'hexagone régulier, c'est-à-dire celui dont l'angle au centre est de 60 degrés. On sait que, dans ce cas, l'ouverture de l'arc est égale au rayon du cercle dont cet arc fait partie. Connaissant l'angle au centre, et le rayon, il est bien facile de construire l'arc.

La montée de cet arc est égale à

$$R\left(1 - \frac{1}{2}\sqrt{3}\right), \text{ ou à } 0{,}134\,R:$$

son surbaissement est donc compris entre $\frac{1}{7}$ et $\frac{1}{8}$. Au point de vue de la résistance, c'est un rapport convenable.

Connaissant l'ouverture $BC=2a$ et la montée (h) d'un arc de cercle (figure 5, planche I), on calcule son rayon et son angle au centre par les procédés de la géométrie élémentaire. En effet, l'ordonnée BD est moyenne proportionnelle entre les deux segments h et $2R-h$ qu'elle détermine sur le diamètre, donc

$$a^2=2Rh-h^2 \quad \text{et} \quad R=\frac{a^2+h^2}{2h}$$

et en outre :

$$\text{tang}\frac{\alpha}{2}=\frac{a}{R-h} \quad \sin\frac{\alpha}{2}=\frac{a}{R}.$$

L'arc de cercle peut se tracer en grandeur d'exécution avec un compas de charpentier, c'est-à-dire avec une règle bien rigide tournant autour d'une pointe implantée à son extrémité ; à la distance voulue du pivot, on place un traceret qui grave l'arc de cercle sur une aire en plâtre ou en planches.

Mais il arrive quelquefois que l'arc a un rayon trop grand pour que la construction directe soit facilement applicable, et il devient nécessaire de construire la courbe par points, au moyen d'ordonnées et d'abscisses.

Les tables que nous avons réunies à la fin de la section des ponts en maçonnerie pourront être fort utiles pour cet objet; elles serviront aussi à simplifier beaucoup le métré des voûtes. Nous invitons le lecteur à s'y reporter et à se familiariser avec la pratique de ces tables.

Anses de panier. Les anses de panier sont des courbes formées d'un certain nombre d'arcs de cercle se raccordant tangentiellement les uns aux autres.

Il saute aux yeux que de pareilles courbes demandent à être tracées avec le plus grand soin ; en effet, leur courbure est discontinue et passe brusquement d'une valeur à une autre; si la différence entre deux courbes consécutives est trop forte, l'œil s'en aperçoit d'autant plus facilement qu'il est plus exercé; la courbe semble brisée, elle produit un très-mauvais effet et présente ce qu'on appelle des jarrets.

Ellipse. — L'ellipse est une anse de panier à une infinité de centres. C'est une courbe élégante et régulière, dont la courbure varie d'une manière continue d'un sommet à l'autre; avec elle, les jarrets ne sont pas à craindre.

Mais la variation continue de sa courbure était précisément l'obstacle qui, pendant longtemps s'opposait à son emploi ; pour les voûtes en pierres de taille, les voussoirs ont des dimensions telles qu'il faut tailler la douelle suivant la surface cylindrique d'intrados ; l'ellipse nécessite donc un panneau spécial pour chaque voussoir, tandis qu'avec une série d'arcs de cercle le panneau ne change que lorsqu'on passe d'un arc à un autre. Maintenant, on construit les voûtes en matériaux de petite dimension, dont il n'est pas besoin de tailler les surfaces de douëlle; on les laisse planes et on substitue au cylindre d'intrados un prisme possédant une infinité de petites faces planes; la difficulté des panneaux est donc en partie supprimée, il n'y a plus que les normales à trouver d'une manière approximative pour indiquer la direction des joints sur les têtes.

Y aurait-il à tracer autant de panneaux qu'il y a de voussoirs, qu'il ne faudrait point s'inquiéter de cette besogne supplémentaire, insignifiante et d'une exécution facile.

Nous pensons donc qu'il convient toujours d'adopter l'ellipse au lieu d'une anse de panier: elle n'a qu'un inconvénient, c'est de donner un débouché moin-

dre, car on peut toujours trouver une infinité d'anses de panier qui enveloppent l'ellipse ayant les mêmes axes; mais, si l'on tient absolument à un grand débouché, ce n'est pas à une anse de panier qu'il faut recourir, c'est à un arc de cercle.

Rappelons sommairement les principales propriétés de l'ellipse (figure 6, planche I),

L'ellipse est une courbe telle que la somme des distances d'un quelconque de ses points M à deux points fixes ou foyers F et F' est constante. On a donc la relation

$$MF + MF' = 2a = AA$$

La courbe est symétrique par rapport à ses deux axes : le grand axe AA' ou $2a$, sur lequel se trouvent les foyers et le petit axe BB' ou $2b$.

De la définition même de la courbe se déduit immédiatement une construction pratique, dite méthode des jardiniers :

Elle consiste à prendre un cordeau de la longueur du grand axe, à en fixer par des pointes les extrémités aux deux foyers, et l'on décrit la courbe d'un trait continu au moyen d'un crayon, placé en M, de manière à tendre constamment le cordeau. Le point M appartient toujours à l'ellipse, car on a toujours $MF + MF' = 2a$.

Quand le point M vient au sommet du petit axe en B, les deux longueurs BF et BF' sont égales entre elles et égales à (a), de sorte que la longueur OF qui détermine les foyers, est donnée par l'équation

$$c = \sqrt{a^2 - b^2}.$$

La tangente à la courbe au point M est bissectrice de l'angle que forme le rayon vecteur MF avec le rayon vecteur prolongé MF'; donc, pour construire la tangente au point M, il suffit de prolonger F'M d'une longueur MK égale à MF, de joindre KF et d'abaisser du point M une perpendiculaire sur cette base du triangle isocèle KMF.

La normale MDE est perpendiculaire à la tangente, donc elle divise l'angle FMF' en deux parties égales. Le rapport des deux longueurs MD et ME, interceptées sur la normale par les axes de la courbe est constant et égal à $\frac{b^2}{a^2}$.

Mais la propriété de l'ellipse, la plus utile dans la pratique, c'est qu'on peut toujours la considérer comme la projection d'un cercle, ayant pour diamètre AA', et situé dans un plan qui fait avec le plan de l'ellipse un angle θ déterminé par la formule $\cos\theta = \frac{b}{a}$. Si l'on suppose ce cercle rabattu sur le plan de l'ellipse, il permet de construire l'ellipse par points avec une grande facilité.

En effet, les ordonnées PN, PN', correspondant à la même abscisse OP sont entre elles dans le rapport constant $\frac{b}{a}$. Si donc nous décrivons les cercles de rayon OA et OB, que nous menions un rayon quelconque ON', il rencontre le cercle intérieur en G; menons par G une parallèle au grand axe, et par N' une parallèle au petit axe, leur intersection donne un point N de la courbe. On a de la sorte autant de points de la courbe que l'on veut.

Si l'on mène la tangente au cercle en N', elle rencontre le grand axe au point T,

et la tangente à l'ellipse passe aussi en ce point T ; cette tangente est donc la droite TN bien facile à tracer de la sorte.

On en déduit la normale NQ, que l'on peut encore déterminer par une autre considération ; c'est la suivante : la sous-normale PQ est dans un rapport constant avec l'abscisse OP ou x du point N, et ce rapport constant est égal à $\frac{b^2}{a^2}$, donc on a :

$$PQ=\frac{b^2}{a^2}x,$$

et calculant une fois pour toutes le rapport constant, on aura rapidement la normale.

La connaissance des rayons de courbure de l'ellipse est importante, car elle est la base de la construction des anses de panier.

Le rayon de courbure aux sommets du grand axe est égal à. . . $\frac{b^2}{a}$

— — petit axe — à. . . $\frac{a^2}{b}$;

Si donc on joint les points A et B (figure 7, planche I) que par S et R, on mène des parallèles à AB, la longueur OR′, représentera le rayon de courbure aux sommets du grand axe, et la longueur OS′ le rayon de courbure aux sommets du petit axe.

Remarquons encore que l'ordonnée correspondant au foyer est précisément égale à $\frac{b^2}{a}$, c'est-à-dire au rayon de courbure au sommet du grand axe.

Le rayon de courbure en un point quelconque M de l'ellipse s'obtient par la construction géométrique suivante :

Connaissant la normale MDE au point M, on lui élève en D la perpendiculaire DK qui rencontre le rayon OM en un point K, par lequel on mène une parallèle KL au petit axe. Le point L est le centre de courbure de l'élément M de l'ellipse et la droite LM est le rayon de courbure.

Ainsi, nous avons appris à construire non-seulement la normale, mais encore le rayon de courbure en un point quelconque de l'ellipse. Par ce moyen on pourra tracer facilement une ellipse à la main même en vraie grandeur ; on construira les rayons de courbure aux sommets et deux rayons intermédiaires, et avec ces rayons on tracera des arcs de cercle comme on le voit sur la figure. La courbe enveloppe de tous ces arcs de cercle représente l'ellipse. Avec un peu d'habileté, on la tracera à la main avec une exactitude suffisante pour la pratique.

Dans le cas où l'on ne voudrait pas construire géométriquement les rayons de courbure, on les déduira de la formule :

$$R=\left(\frac{1+K^2}{a^2+b^2K^2}\right)^{\frac{3}{2}}a^2b^2$$

dans laquelle K représente la tangente trigonométrique de l'angle que fait avec le grand axe la normale en un point de l'ellipse.

Souvent, les épures d'exécution sont trop grandes pour que l'on puisse effec-

tuer sur ces épures avec beaucoup d'exactitude des constructions géométriques, et l'on se propose de calculer la courbe par points.

Ce calcul est facile avec l'équation de la courbe; en désignant par y les ordonnées MP et par x les abscisses OP, on a :

$$y=\frac{b}{a}\sqrt{a^2-x^2}.$$

On donnera par exemple à x une série de valeurs, croissant de $0^m,25$ en $0^m,25$ de 0 jusqu'à a et l'on en déduira les valeurs correspondantes d'y.

Le calcul peut être long, mais il n'est pas difficile; on fera bien d'en vérifier les résultats en les appliquant sur une ellipse construite directement par un des procédés graphiques que nous avons indiqués.

Du reste, on pourra simplifier beaucoup les calculs au moyen de la table que l'on trouvera à la fin de ce traité des ponts en maçonnerie.

Si l'on a besoin des normales pour la pose des voussoirs, on construira, comme nous venons de le dire ci-dessus, les rayons de courbure en quelques points M de la courbe convenablement espacés, et l'on remplacera l'ellipse par une série d'arcs de cercle décrits des points L comme centre. On pourra repérer sur l'épure les points tels que D ou les normales rencontrent le grand axe, et en exécution on retrouvera sans peine la direction de ces normales, c'est-à-dire celle des joints des voussoirs.

Nous avons tenu à résumer à peu près complétement les propriétés de l'ellipse, parce qu'il est désirable de la voir substituée presque partout aux anses de paniers; ce qui empêchait cette substitution, c'était l'ignorance de bien des constructeurs, qui préféraient une vieille routine à une méthode simple, mais exigeant quelques recherches.

Anses de paniers. — Les anses de paniers ont été inventées lorsqu'il a fallu établir des voûtes dont la montée était inférieure à la moitié de l'ouverture.

Soit à construire une voûte figure (8), planche (I), dont l'ouverture est (*af*) et la montée *oc*; on peut adopter comme intrados l'arc de cercle (*acf*) et on l'a fait quelquefois; mais cette solution est absolument inadmissible lorsque la naissance (*af*) n'est pas notablement élevée au-dessus des eaux moyennes, parce que, si les eaux s'élèvent au-dessus de (*af*), leur débouché linéaire horizontal diminue avec une grande rapidité, et il se produit des remous considérables; de plus, au point de vue de l'effet architectural, l'arc de cercle n'est tolérable, qu'autant qu'il est suffisamment surbaissé, parce qu'alors il constitue une solution hardie; mais un arc de cercle peu surbaissé, par exemple au tiers, est fort laid.

Il s'agit donc de construire une courbe ovale qui parte des naissances (*a*) et (*f*) tangentiellement à la verticale.

La plus simple est l'ellipse représentée en trait plein sur la figure; mais elle a l'inconvénient d'une courbure variant d'une manière continue, et jusqu'à ces derniers temps on la remplaçait par des courbes qui s'en rapprochaient et qui étaient composées de plusieurs arcs de cercle raccordés tangentiellement.

Comme l'emploi de ces courbes avait pour objet en grande partie d'augmenter le débouché, il fallait qu'elles enveloppassent complétement l'ellipse ayant les mêmes axes; par suite, les rayons des arcs aux naissances et au sommet doivent être supérieurs à ceux de l'ellipse aux mêmes points.

Or le plus grand rayon de courbure au sommet *c* correspond au cas où la

courbure est nulle, c'est-à-dire au cas où l'arc de cercle au sommet devient l'horizontale *cd*, Le rayon maximum de l'arc aux naissances est donc égal précisément à la montée, c'est-à-dire au petit axe *b* de l'ellipse.

Donc, l'anse de panier qui présentera le plus grand débouché sera composée d'un quart de rond (*ad*) et d'une partie horizontale *dc*.

En pratique, cette anse de panier n'est guère réalisable, à moins que la partie horizontale n'ait que peu de longueur; car, si elle avait une longueur notable, il faudrait l'appareiller en plate-bande, c'est-à-dire incliner les joints des voussoirs sur la courbe d'intrados, afin que ces voussoirs forment coin et se transmettent leur poussée.

Cette solution n'est jamais adoptée dans un pont et d'ordinaire on se donne une limite maxima pour la valeur du rayon de l'intrados à la clef; on pose quelquefois en principe que ce rayon ne doit pas dépasser le double de l'ouverture.

C'est une bonne proportion pour des arches de grande ouverture; ainsi pour une arche de 40 mètres, on ne dépassera point 80 mètres pour la valeur du plus grand rayon; l'arc du sommet de l'intrados appartiendra donc à un plein cintre de 160 mètres d'ouverture. C'est à peu près la limite maxima des voûtes en plein cintre dont l'exécution soit indiquée par la théorie comme possible.

Mais, il ne faut pas oublier que les arcs à grands rayons donnent des poussées beaucoup plus considérables; il est donc bon dans la pratique de se limiter à 40 ou 50 mètres pour le rayon au sommet des anses de panier, et même il faut se tenir au-dessous de cette limite lorsque l'arc tracé avec un pareil rayon s'étend à une assez grande distance de chaque côté de la clef.

Cependant l'arche d'essai, en arc de cercle, construite aux carrières de Souppes, à 85 mètres de rayon pour 37 mètres d'ouverture; mais c'est une construction tout à fait exceptionnelle en dehors de la pratique courante.

Pour en revenir aux diverses anses de paniers que l'on peut inscrire dans le rectangle (*abgf*), nous voyons qu'elles doivent toutes être comprises entre l'ellipse et le profil (*adc*).

Admettons pour un moment que ce profil soit possible en exécution, et voyons quel avantage il présentera sur l'ellipse au point de vue de l'aire du débouché :

L'aire du quart d'ellipse *aco* est mesurée par. . . . . . . $\dfrac{\pi a.b}{4}$

L'aire (*adco*) — — par. . . . . . . $\dfrac{\pi b^2}{4}+b\,(a-b)$

Le rapport des deux aires est. . . . . $\dfrac{b^2+4b\,(a-b)}{\pi a.b}.$

Et si l'on pose $\dfrac{2a}{b}=m$, ce rapport devient. . . . . $\dfrac{4-1{,}72.m}{\pi}.$

Il est maximum pour $m=0$, c'est-à-dire lorsque l'ellipse est infiniment aplatie jusqu'à se confondre avec l'horizontale (*af*) et minimum pour $m=\frac{1}{2}$, c'est-à-dire lorsque l'ellipse devient un plein cintre; à ce moment les deux aires sont égales.

Voici les valeurs de ce rapport pour une série de surbaissements (m).

Pour $m=0$	le rapport des aires est	$\frac{4}{\pi}$	ou	1,27
— $m=\frac{1}{10}$	— est	$\frac{3,83}{\pi}$	ou	1,22
— $m=\frac{1}{5}$	— est	$\frac{3,66}{\pi}$	ou	1,16
— $m=\frac{1}{3}$	— est	$\frac{3,43}{\pi}$	ou	1,06
— $m=\frac{1}{2}$	— est	1	ou	1

Ainsi, pour un surbaissement très-considérable, par exemple de $\frac{1}{10}$, on peut théoriquement augmenter le débouché de $\frac{22}{100}$; en réalité, la courbe limite n'est point réalisable, et l'augmentation aura beaucoup de peine à atteindre $\frac{15}{100}$.

Mais, quand la voûte est moyennement surbaissée, l'avantage devient insignifiant.

Dans quelques anciens ponts on a substitué à l'ellipse la double parabole que nous avons représentée en pointilé sur la figure (8). Elle est d'un tracé assez simple, car il suffit de diviser les lignes *bc* et *ab* en un même nombre de parties égales et de joindre les points de division successifs; les droites ainsi obtenues sont des tangentes de la parabole et elles permettent de la tracer d'un trait continu. La parabole obtenue dans l'angle *cba* a son axe quelque part dans cet angle; c'est sur l'axe que le rayon de courbure est minimum, donc, le rayon de courbure va en diminuant depuis la naissance jusqu'à l'axe de la courbe et en augmentant depuis cet axe jusqu'au sommet.

Cette particularité est d'un médiocre effet. Au point de vue du débouché, la parabole ne diffère guère de l'ellipse, ainsi qu'on le voit sur la figure. Il convient donc de la rejeter; elle est plus difficile qu'une ellipse à tracer exactement.

On a quelquefois proposé aussi la chaînette; elle a les inconvénients de l'arc de cercle, bien que ce soit une courbe assez pure. Elle est inutile et son emploi compliquerait inutilement la construction. C'est, comme on sait, la courbe qu'affecte un fil pesant maintenu à ses deux extrémités.

Bien que l'usage de l'anse de panier soit appelé à disparaître, nous ne pouvons cependant pas ne pas donner ici les diverses méthodes en usage pour le tracé de ce genre de courbes.

1° *Anse de panier à trois centres.* — Lorsqu'on s'est donné l'ouverture et la montée, les trois rayons ne sont point déterminés. Il faut une condition de plus.

Quelquefois on se pose la condition que les trois arcs correspondent à des angles au centre égaux, c'est-à-dire à des angles de 60°. Supposons le problème résolu, et soient $o o' , o''$ les trois centres, figure (9) planche (I). Le triangle $oo'o''$ est équilatéral puisque ses trois angles sont égaux à 60°, et, si l'on appelle x la distance (do'), le second côté du triangle rectangle $d\,oo'$ est égal à $\sqrt{3x^2}$; d'autre part, la longueur $o''b$ est égale à $x+a$, et l'on a :

$$oc = od + dc = \sqrt{3x^2} + b = oe = oo'' + o''e = oo'' + o''a = o''b = x + a,$$

c'est-à-dire

$$\sqrt{3x^2}+b=x+a$$

équation du second degré d'où on tire :

$$x=\frac{1}{2}(a-b)+\sqrt{\frac{3}{4}(a-b)^2},$$

valeur facile à construire en prenant $dk=a-b$, construisant le triangle équilatéral dgk, et rabattant la hauteur hg de ce triangle, ce qui donne le point o'. En effet.

$$do' \text{ ou } x=dh+ho'=dh+hg=\frac{1}{2}(a-b)+\sqrt{\frac{3}{4}(a-b)^2}.$$

De la connaissance du point o', on déduira immédiatement le triangle équilatéral $oo'o''$ et par suite les trois centres.

Il y a une construction plus simple due à Huyghens, mais qui ne permet point de calculer les rayons par une formule algébrique. La voici :

On décrit sur (ab) comme diamètre un demi-cercle, on mène le rayon dm qui fait avec (da) l'angle de 60°, c'est-à-dire qu'on prend la corde (am) égale au rayon ; on joint mn et par le point c on mène à cette droite une parallèle qui rencontre am au point (e) ; par ce point e on mène une parallèle à dm et l'on en déduit les centres o et o''.

Bossut s'est proposé, non pas d'avoir des arcs correspondant à des angles égaux, mais des arcs dont les rayons diffèrent entre eux le moins possible : il en résulte pour la variation brusque de la courbure la moindre valeur possible, et on obtient l'effet le plus satisfaisant pour les yeux. Figure 10, planche I.

Soit y et x les deux rayons cherchés; on a : $x-y=oo''$, $a-y=do''$, $x-b=od$; et du triangle rectangle odo'' il résulte :

$$(x-y)^2=(a-y)^2+(x-b)^2.$$

Si l'on résout cette question par rapport à x, on trouve :

$$x=\frac{\frac{1}{2}(b^2+a^2)-ay}{b-y}, \quad \text{d'où} \quad \frac{x}{y}=\frac{\frac{1}{2}(b^2+a^2)-ay}{by-y^2}.$$

Le rapport d'x à y sera minimum, ainsi que leur différence, lorsque la dérivée de ce rapport sera nulle. Egalant à zéro la dérivée de l'expression précédente et remplaçant a^2+b^2 par c^2, il vient :

$$y=\frac{bc}{c+(a-b)}, \quad \text{d'où on déduit :} \quad x=\frac{ac}{c-(a-b)}$$

Menons la droite ac, elle est égale à $\sqrt{a^2+b^2}$ c'est-à-dire à c; retranchons-en la longueur cp égale à $(a-b)$, et élevons au milieu de ap une perpendiculaire à cette droite ; cette perpendiculaire nous donnera les centres cherchés o' et o'' ; en effet, en comparant ensemble les triangles sembables $oo''d$, $o''aq$ d'une part, $oo''d$ et cda d'autre part, on trouvera par la proportionnalité des côtés deux équations qui fourniront pour x et y les valeurs précédentes.

2° *Méthode de Perronet.* — Perronet a adopté pour les voûtes du pont de Neuilly des anses de panier à onze centres, tracées de la manière suivante :

On prend arbitrairement (figure 11, planche I) le premier rayon aux naissances ob, on divise la longueur od en cinq parties variant comme les nombres 1, 2, 3, 4, 5; on prend sur l'autre axe une longueur do_5 triple de do et on divise cette longueur en cinq parties égales. On joint les points de division correspondants des deux axes et on adopte pour les centres de courbure les points d'intersection successifs de toutes les lignes ainsi tracées $o, o_1, o_2, o_3, o_4, o_5$. Par cette construction dont le point de départ est arbitraire, on n'aboutira pas au sommet c de l'intrados, mais à un point situé soit au-dessus soit au-dessous.

Il faut donc modifier le premier rayon de manière à tomber juste au sommet : appelons x la longueur que doit avoir do et y la longueur que doit avoir do_5 pour que la courbe voulue se réalise, et soit n et m les valeurs arbitraires trouvées pour do et do_5 dans le premier essai; désignons par s la longueur du polygone $o_5 o_4 o_3 o_2 o$ dans le premier essai, et par z la longueur du même polygone lorsque la courbe voulue sera réalisée.

Le développement de ce polygone est égal au plus grand rayon O_5C, ce qui se traduit en algèbre par l'équation.

$$(1) \qquad z + a - x = y + b.$$

On admet que le polygone définitif odo_5 sera semblable au polygone d'essai; c'est une condition que l'on se donne arbitrairement et l'on pose :

$$y = \frac{mx}{n} \quad \text{et} \quad z = \frac{sx}{n}.$$

Ces valeurs, portées dans l'équation (1) permettent d'en tirer la valeur de x,

$$x = \frac{(a-b)n}{m+n-s}.$$

Connaissant la valeur de x tous les rayons s'en déduisent naturellement.

Cette méthode, très-compliquée, n'est pas usuelle; on pourrait la simplifier de la manière suivante : On ferait un premier essai qui conduirait au point c', puis un second essai avec un rayon initial plus faible qui conduirait en c''. Sur une ligne droite on porterait les valeurs de x do'' et do', en o' on élèverait l'ordonnée $o'c'$ égale à cc' et en o'' l'ordonnée $o''c''$ égale à cc'' et comptée négativement. La droite $c'c''$ coupe l'horizontale en un point o qui donne la position qu'il convient d'adopter pour le centre de courbure situé sur la ligne des naissances.

Cette interpolation géométrique, à laquelle nous avons eu recours plusieurs fois déjà, est bien plus rapide que les calculs précédents.

3° *Méthode de M. Michal.* — Dans une notice publiée en 1831, M. l'ingénieur Michal se propose d'indiquer un moyen direct de tracer les courbes en anse de panier, à un nombre quelconque de centres et de calculer les quantités dont on peut disposer, de manière à satisfaire, autant que possible, aux conditions que nécessitent le débouché le plus favorable à donner aux eaux, le raccordement des arcs sans solution trop brusque de continuité et la solidité de l'appareil des voûtes. »

La méthode graphique de M. Michal est une extension de la méthode d'Huyghens que nous avons donnée plus haut pour le tracé des anses de panier à trois centres.

Supposons qu'il s'agisse de tracer une anse de panier à cinq centres (figure 5 planche II), avec une ouverture AA′ et une montée Rh; décrivons un demi-cercle sur AA′ comme diamètre et divisons-le en cinq parties égales; joignons les points de division au centre. Donnons-nous arbitrairement le premier rayon aux naissances Ar_1, $A'r_2$; par le point r_1, menons une parallèle $r_1 b$ à RB, cette parallèle coupe la corde AB en b; par ce point b menons une parallèle bc à BC et par h une parallèle hc à HC: nous déterminons ainsi le point c par lequel nous menons la droite cr_3 parallèle à CR; cette droite fixe les deux derniers centres r_3 et r_4. Le premier élément est seul arbitraire.

La figure 6 de la même planche représente une courbe à sept centres; on a pris arbitrairement le premier rayon Ar_1, on a mené br_1; on s'est donné arbitrairement le second rayon br_3, on a mené r_3c parallèle à RC et bc parallèle à BC; on a tracé cd parallèle à CD et hd parallèle à HD; par le point d on a mené la droite dr_5 parallèle à DR et cette droite a déterminé les deux derniers centres r_5 et r_7. Dans ce cas, nous avons donc choisi d'une manière arbitraire les deux premiers éléments.

D'une manière générale, la construction ne donne toujours que deux rayons. Donc, si la courbe est à $2n+1$ centres, c'est-à-dire à $n+1$ rayons, il y a $(n-1)$ rayons d'indéterminés.

Mais on ne dépasse jamais le nombre de neuf centres.

Le premier rayon aux naissances n'est pas absolument arbitraire; nous avons montré qu'il devait être supérieur au rayon de courbure de l'ellipse, c'est-à-dire à $\frac{b^2}{a}$ et inférieur à la montée b.

Si l'on veut opérer par tâtonnement, on pourra donc se donnner, comme point de départ, une valeur intermédiaire entre $\frac{b^2}{a}$ et b, construire une première courbe; si elle n'est point satisfaisante à l'œil, on recommencera avec un nouveau rayon initial jusqu'à ce que l'on obtienne une bonne solution.

Mais M. Michal a voulu éviter ce travail; il a cherché à déterminer la valeur des rayons arbitraires de manière à ce que les anses de panier construites avec ces rayons approchent le plus possible des ellipses qui auraient pour demi-axes la demi-ouverture et la montée. Dans cette intention, il a adopté pour longueur de chacun de ces rayons le rayon de courbure qui, dans l'ellipse correspondant à l'anse de panier à tracer, partagerait en deux parties égales chacun des arcs de l'anse de panier.

Il serait hors de propos de développer ici les formules nécessaires au calcul de chacun de ces rayons; nous nous contenterons de donner les tableaux qu'en a déduits M. Michal :

TABLEAU POUR LE CALCUL DES ANSES DE PANIER.

RAPPORT DE LA MONTÉE b A L'OUVERTURE $2a$.	RAPPORT DU 1er RAYON r_1 A LA DEMI-OUVERTURE (a).	RAPPORT DU 2e RAYON r_2 A LA DEMI-OUVERTURE.	RAPPORT DU 3e RAYON r_3 A LA DEMI-OUVERTURE.	OBSERVATIONS.
0.36 0.35 0.34 0.33 0.32 0.31 0.30	0.556 0.530 0.504 0.477 0.450 0.423 0.396	»	»	Lorsque le rapport de la montée à l'ouverture est supérieur à 0,36, on se contente de 3 centres. Au-dessous de 0,36, il faut cinq centres, et les arcs successifs occupent des angles égaux de 36°.
0.33 0.32 0.31 0.30 0.29 0.28 0.27 0.26 0.25	0.455 0.431 0.406 0.383 0.359 0.336 0.312 0.289 0.265	0.630 0.604 0.578 0.551 0.525 0.498 0.472 0.445 0.419	»	SEPT CENTRES. Les arcs successifs occupent des angles égaux de 25°,714.
0.25 0.24 0.23 0.22 0.21 0.20	0.259 0.240 0.222 0.203 0.185 0.166	0.341 0.318 0.296 0.276 0.251 0.228	0.597 0.556 0.535 0.504 0.474 0.445	NEUF CENTRES. Les arcs successifs occupent des angles égaux de 20°.

L'usage de ce tableau se conçoit de lui-même et le lecteur pourra en faire l'application aux deux exemples de la planche II. Étant donné la montée et l'ouverture, on divise la première par la seconde, on trouve par exemple 0,29 ; il faut donc adopter une courbe à sept centres, et l'on trouve en face du rapport précédent pour le premier rayon le nombre proportionnel 0,359 et pour le second le nombre proportionnel 0,525 ; cela veut dire que si l'ouverture est par exemple de 20 mètres, le premier rayon sera égal à 10 fois 0,359 ou à 3m 59 et le second à 10 fois 0,525 ou à 5m, 25.

Les deux derniers rayons se déduiront de la construction graphique ci-dessus indiquée.

4° ***Méthode de M. Lerouge.*** — En 1839, M. l'ingénieur Lerouge a présenté un mémoire, fort intéressant au point de vue mathématique, sur la construction des anses de panier.

« La combinaison de rayons la plus convenable, dit-il, est celle qui conduit à des courbes dont les rayons varient le moins possible ; car alors la courbure s'écarte peu de celle de l'ellipse. La progression arithmétique remplit ce but ; mais elle laisse à déterminer l'ouverture des angles correspondants. En les supposant tous égaux entre eux, les développements suivent une loi analogue et qui paraît

bien propre à faire cesser l'indécision. Cette condition est celle que je me suis imposée ; elle m'a donné des résultats fort simples et faciles à vérifier. »

Partant de ce principe, M. Lerouge a établi les formules qui donnent la solution du problème, et il a dressé des tables pour les anses de panier comprenant depuis trois jusqu'à quinze centres. On trouvera ces tables aux annales des ponts et chaussées de 1839, 2e semestre, page 347 ; mais elles ont l'inconvénient de ne comprendre que les courbes dont le rabaissement, c'est-à-dire le rapport de la montée à l'ouverture, varie $\frac{1}{3}$ à $\frac{1}{4}$. C'est pourquoi nous n'avons pas cru devoir les reproduire. Nous estimons, du reste, que la méthode de M. Michal suffit à tous les besoins de la pratique.

Ogive. — Les voûtes en ogive sont celles dont la section se compose de deux arcs de cercle partant des naissances tangentiellement à la verticale et se coupant au sommet de la voûte.

Étant donné l'ouverture (*ab*) et la montée *dc*, figure 12, planche I, on construit le triangle *abc* ; au milieu des côtés *ac*,*bc* on élève des perpendiculaires qui coupent l'horizontale en des points *o* et *o'* ; ce sont les centres des deux arcs.

L'ogive la plus pure est celle qui correspond au triangle équilatéral ; les centres des arcs se trouvent alors en *a* et *b*.

Parmi les ponts à intrados ogival on cite le pont de Pavie sur le Tessin et quelques aqueducs.

L'ogive du vieux pont de Londres semble formée (figure 13) de deux droites prolongées vers les naissances par des arcs de cercle. On conçoit bien qu'un pareil système puisse résister, ainsi que le suivant (figure 14) que l'on rencontre en Orient ; Gauthey indique sous cette forme le profil du pont d'Ispahan.

Conclusion sur les courbes d'intrados. — Toutes les fois qu'on possède assez de hauteur, c'est-à-dire quand la montée est au moins égale à la moitié de l'ouverture, il faut adopter le plein cintre.

Cette prescription est absolue lorsqu'il est possible d'élever les naissances du plein cintre au-dessus des plus hautes eaux, par exemple dans les viaducs.

Lorsque les naissances sont exposées à plonger dans l'eau, la considération du débouché intervient. Si, malgré la présence du plein cintre, le débouché reste encore suffisant, on doit le conserver. Sinon, on aura recours à un arc de cercle élevé sur des piles au-dessus des eaux, et l'on placera la naissance de cet arc dans le voisinage du niveau des plus hautes eaux.

Une anse de panier placée sur de hauts piliers fait moins bien que l'arc de cercle de même montée, et elle est plus difficile d'exécution.

Lorsque la montée est inférieure à la moitié de l'ouverture, on peut adopter comme profil soit l'arc de cercle soit l'anse de panier.

L'arc de cercle a l'inconvénient de donner de grandes poussées lorsqu'il est notablement surbaissé, d'exiger des matériaux très-résistants et des culées d'une forte épaisseur. Il faut le rejeter lorsque ses naissances sont exposées à plonger dans l'eau d'une manière sensible.

L'arc de cercle, peu surbaissé, ne se comprend pas et produit à l'œil un mauvais effet.

L'anse de panier donne plus de débouché que l'arc de cercle de même montée et de même ouverture ; elle est plus élégante et convient aux cas où l'on peut placer sa naissance près de l'étiage.

Parmi les anses de panier, la plus pure et, en somme, la plus facile à tracer régulièrement et exactement, est l'ellipse. C'est elle qu'il faut préférer à toutes les autres.

CHAPITRE III

THÉORIE DES VOUTES

La théorie des voûtes comprend deux grands problèmes :

1° Étant donné une voûte de dimensions et de matériaux connus, déterminer la pression ou la tension qui existent en un point quelconque de cette voûte.

2° Inversement, étant connus les matériaux dont on dispose, ainsi que l'ouverture et la montée d'une voûte, déterminer les autres dimensions de cette voûte de telle sorte que la pression ou la tension en un point quelconque ne dépasse pas des valeurs données.

Ces problèmes sont-ils résolus par la science? nous sommes malheureusement forcé de répondre non.

Bien des ingénieurs, bien des savants ont abordé la théorie des voûtes. On a mis en lumière beaucoup d'observations ingénieuses et de renseignements précieux. Mais la théorie seule ne suffit point à résoudre complétement le problème; elle n'y arrivera que lorsqu'on aura exécuté sur une grande échelle de nombreuses expériences, qui malheureusement coûtent trop cher pour qu'on puisse espérer les voir réalisées.

Dans les conclusions, qu'on trouvera à la fin de ce chapitre, nous reviendrons sur les considérations précédentes et nous nous efforcerons de faire saisir l'état exact de la question.

Nous nous proposons de donner d'abord un historique complet de la théorie des voûtes, et de passer en revue les travaux qui s'y rapportent, en nous étendant particulièrement sur ceux qui paraissent pratiquement applicables.

Il convient, au préalable, de résumer les connaissances expérimentales sur la résistance que présentent les matériaux en usage dans la construction des ponts; dans notre traité de l'exécution des travaux, nous avons déjà placé des tableaux de résistance, nous allons pouvoir les reprendre et les compléter ici, grâce aux nouveaux résultats publiés par M. l'ingénieur en chef Michelot.

Résistance des matériaux de construction. — Le tableau suivant, que nous avons cherché à faire aussi complet que possible, donne pour un grand nombre de matériaux la densité et la résistance à l'écrasement; dans la première colonne, on trouve la densité ou le poids du mètre cube en kilogrammes, et dans la seconde, la résistance à l'écrasement, c'est-à-dire la pression par centimètre carré qui détermine l'écrasement.

Il est admis par la généralité des constructeurs que l'on ne doit point

imposer aux matériaux une charge supérieure au dixième de celle qui produit l'écrasement.

Cette proportion, facile à réaliser pour des bases de supports verticaux, est généralement de beaucoup dépassée dans les voûtes; il est certain que les pressions à la clef et aux joints de rupture doivent atteindre souvent le cinquième, le quart, le tiers, peut-être même la moitié de la résistance à l'écrasement : la théorie n'est point assez avancée pour qu'on puisse résoudre la question avec certitude.

Ce qui est certain, c'est qu'en architecture, on n'a pas craint plus d'une fois d'imposer aux supports verticaux des charges, qui paraissent effrayantes, et qui, cependant, doivent se rencontrer assez souvent dans les ponts surbaissés de grande ouverture.

Ainsi, les piliers des Invalides portent 15 kilogrammes par centimètre carré, ceux de Saint-Pierre de Rome 16 kilogrammes, de Saint-Paul de Londres 19 kilogrammes, les piliers du dôme du Panthéon 29 kilogrammes, ceux de la tour Saint-Méry 29 kilogrammes, les colonnes de l'église Toussaint à Angers 44 kilogrammes.

RÉSISTANCE DES MATÉRIAUX A L'ÉCRASEMENT.

DÉSIGNATION DES MATÉRIAUX.	POIDS DU MÈTRE CUBE.	RÉSISTANCE A L'ÉCRASEMENT PAR CENTIMÈTRE CARRÉ
A. — PIERRES VOLCANIQUES.		
Basalte	2950	2000
Lave dure du Vésuve		
Lave tendre de Rome et	2600	592
Naples	1970	230
Tuf de Rome	1220	57
Pierre ponce	600	34
B. — PIERRES GRANITIQUES ET SILICEUSES.		
Porphyre	2870	2470
Porphyre vert de Ternuay (Haute-Saône)	2845	1363
Porphyre brun de Bazoche (Nièvre)	2654	1269
Granit porphyroïde de Planois (Saône-et-Loire)	2584	1080
Jaspe brèche de Saint-Gervais (Haute-Savoie)	2716	1839
Granit feuille morte et corail de la Haute-Saône	2680	900
Granit gris de la Hte-Saône	2642	715
Granit gris de Bretagne	2740	654
Granit de Normandie	2660	702
Granit bleu d'Aberdeen	2620	761
Grès tendre	2490	4
Pierre siliceuse de Dundee	2590	740
Grès de Florence	2560	420
Pierre porc ou puante	2660	680
Grès bigarré de Phalsbourg	2068	478
Grès de Niederviller (Meurthe)	2071	378
Grès de Doncières (Vosges)	2045	261
Raon-l'Etape (Vosges)	2254	602
De Lomont (Haute-Saône)	2193	485
Luxeuil (Haute-Saône)	2159	520
Grès vosgien de Belonchamp (Haute-Saône)	2142	446
C. — PIERRES CALCAIRES.		
1° Bassin de Paris.		
Château Landon. Haut.	2570	376
— — Bas.	2420	703
Pierre de Souppes	2600	600 à 900
Liais de Créteil. Haut.	2366	517
— — Bas.	2151	237
Cliquart de Créteil. Haut.	2462	428
— — Bas.	2235	179
Liais de Maisons	2156	237
Liais de Bagneux	2000 à 2200	300 à 350
Roche de Nanterre	2100	160
Pierre de Vendresse (Aisne)		
— — Haut.	2372	853
— — Bas.	2223	640
Banc royal dur de Méry.		
— — Haut.	2122	232
— — Milieu.	1770	155
— — Bas.	1620	64
Banc franc de Saint-Maur.	2100	100 à 130
Banc franc de Châtillon.		
— — Haut.	2250	186
— — Milieu.	2225	260
— — Bas.	2061	168
Roche de Meudon. Milieu.	2318	474
Roche de Saint-Leu. Milieu.	2174	401

DÉSIGNATION DES MATÉRIAUX.	POIDS DU MÈTRE CUBE.	RÉSISTANCE A L'ÉCRASEMENT PAR CENTIMÈTRE CARRÉ
Pierre de Tessancourt	2100 à 2575	220 à 470
Pierre de Chérence. 1er bl.	2427	565
Pierre de Damply	2400	360
Banc royal du Moulin	1550 à 1750	48 à 77
Banc royal de Saint-Maur	1646	75
Lambourde de Créteil, St-Maur, Vitry	1525 à 1600	50
Banc royal de Montrouge	1897	109
Lambourde verte de Bagneux	1765	65
Banc royal de Conflans	1647	121
Vergelé de Conflans	1870	78
Vergelé de Méry	1680	49
Vergelé fin de Magny	1486	35
Vergelé fin de Saint-Gervais	1583	25
Pierre tendre de Longpont (Aisne)	1527	57
2° En dehors du bassin de Paris.		
Marbre d'Echaillon (Isère). Commune de la Rivière	2650 à 2700	830 à 920
Echaillon blanc de Saint-Quentin	2500 à 2550	650 à 750
Echaillon rosé	2472	606
Pierres marbres de Sampans (Isère)	2600	900
Pierres de Saint-Ylie (Jura)	2550 à 2725	635 à 960
Pierre de Grenant (Hte-M.)	2467	858
Pierre d'Arbot (Hte-Marne)	2500	428
Pierre d'Arc-en-Barrois (Haute-Marne)	2205	243
Pierre franche d'Esnouveaux (Haute-Marne)	2176	288
Pierre d'Euville (Meuse)	2250 à 2500	200 à 500
Pierre de Lérouville (Meuse)	2298	240
Pierre de Reffroy (Meuse)	2236	496
Pierre Brauvilliers (Meuse)	2124	384
Pierre Volmérange (Moselle)	2228	308
Pierre demi-dure de Chaumont (Haute-Marne)	2176	171
Banc royal tendre de Savonnières (Meuse)	1590 à 1670	80 à 120
Banc royal de Roche-sous-Vaunon (Haute-Saône)	1970 à 2150	106 à 215
Molasse de St-Paul-Trois-Châteaux (Meuse)	1645 à 1700	63 à 104
Marbre blanc statuaire	2690	310
Marbre noir de Flandres	2720	788
Marbre rouge du Devonshire	»	528
Pierre noire de Saint-Fortunat, près Lyon	2650	627
Pierre blanche de Tonnerre	2100	103
Calcaire jaune oolithique d'Amanvillers	2000	110
Pierre à plâtre de Montmartre	1920	71
D. — BRIQUES.		
Brique dure très-cuite	1560	150
Brique rouge	2170	56
Brique rouge pâle	2080	36
Brique crue	»	33
Brique jaune cuite à la houille	»	59
Brique jaune vitrifiée	»	99

Pour compléter le tableau précédent, il est bon de donner la résistance à l'écrasement des principaux mortiers en usage :

CHARGE PAR CENTIMÈTRE CARRÉ QUI PRODUIT L'ÉCRASEMENT DES PLATRES ET MORTIERS

	kilogrammes.	
Plâtre gâché à l'eau.	50	RONDELET
— au lait de chaux.	72	id.
Plâtre gâché ferme.	90	VICAT.
— clair.	42	id.
Mortier de chaux grasse et sable (après 18 mois).	30	RONDELET.
Mortier de chaux et pouzzolane.	37	id.
Mortier de chaux grasse et sable.	19	VICAT.
Mortier de chaux hydraulique ordinaire.	74	id.
Mortier de chaux éminemment hydraulique.	144	id.
Parties égales de ciment de Vassy et sable.	130	COUCHE.

Il est bien rare que l'on cherche à faire travailler les pierres par traction ; cependant on les place quelquefois en porte à faux et alors elles ont à résister à un effort d'extension. Il faut remarquer, en outre que, depuis l'emploi des ciments, les voûtes tendent à devenir non pas des assemblages de voussoirs, mais des monolithes; nous verrons plus loin que dans une section donnée, il y a une portion qui est soumise à des efforts de compression et l'autre à des efforts d'extension.

L'étude de la résistance des pierres à l'extension prend donc de jour en jour plus d'importance. Voici les principaux résultats connus :

CHARGE PAR CENTIMÈTRE CARRÉ QUI PRODUIT LA RUPTURE PAR EXTENSION.

	kilogrammes	
Basalte d'Auvergne.	77	
Calcaire de Portland.	60	
Calcaire compact.	32	
Calcaire arénacé.	23	
Calcaire oolithique.	14	
Brique de bonne qualité.	18 à 20	
Plâtre gâché ordinaire.	4	
Cohésion maxima d'un mortier de chaux grasse.	3	
Cohésion maxima de mortier hydraulique.	15 à 17	
Mortier de 1 de Portland et 1 de sable. (Après six mois.)	32	BONNIN.
1 de Portland et 2 de sable.	21	—

Connaissant la résistance à l'écrasement et la densité d'une pierre, il est facile de calculer en divisant ces deux chiffres l'un par l'autre la hauteur limite que l'on peut donner à une colonne, taillée dans la pierre dont il s'agit. Ainsi on trouve qu'une colonne de basalte de 6,780 mètres s'écraserait sous son propre poids; pour le porphyre, cette hauteur est de 8,600 mètres; pour le granit environ 2,500 mètres, pour le liais de Bagneux 1,800 mètres, pour la pierre de Saillancourt 580 mètres, pour la mauvaise lambourde 128 mètres, pour la brique rouge ordinaire 276 mètres.

Mais, il ne faudrait pas ajouter trop de confiance aux nombres précédents ; car un point fort important et peu étudié de la résistance des pierres, c'est de savoir comment cette résistance varie avec les dimensions des prismes sur lesquels on exerce soit une traction soit une compression.

Dupuit dans son traité des ponts donne les résultats suivants, basés plutôt sur le raisonnement que sur de sérieuses expériences :

On a trouvé, dit-il, qu'à égalité de surface la résistance croissait à mesure qu'elle se rapprochait du cercle et qu'elle décroissait avec la hauteur, surtout si le solide était divisé en plusieurs assises. On conçoit en effet que, quand plusieurs prismes portent les uns sur les autres, il est difficile que la pression se transmette d'une manière uniforme dans toute l'étendue de la surface et il se trouve alors que dans les parties les plus pressées la compression dépasse la résistance du solide avant qu'elle ait atteint la limite de la pression qu'il pourrait supporter si elle était également répartie.

A ce sujet, nous ferons observer qu'on n'a encore expérimenté que des pressions uniformes agissant sur toute la surface des prismes, que, cependant, dans les constructions il arrive fréquemment qu'une partie seulement de la surface est pressée. Peut-on alors considérer comme isolée la partie pressée et la supposer en danger d'écrasement si la pression atteint la limite qui produirait cet écrasement dans le cas de l'isolement? quoique ce soit l'usage, nous ne le pensons pas. Comme nous l'avons dit, les matériaux ne s'écrasent que par l'effet de la dilatation latérale, et, quand on met obstacle à cette dilatation, on augmente par cela même la résistance à l'écrasement. C'est là un principe dont on a le sentiment; ainsi il est d'usage d'entourer, de fretter en fer les pieux qui doivent être fortement chargés, pour les empêcher d'éclater; on met de même des ceintures de fer autour de certains supports. Si l'on imagine, par exemple, qu'un prisme de $0^m,05$ de côté ait éclaté sous un effort de 10,000 kilogrammes, ce qui fait 400 kilogrammes par centimètre carré, on n'est certainement pas en droit de conclure qu'il y aurait écrasement de la pierre si une colonne de fonte de 25 centimètres carrés de base exerçait cette pression de 10,000 kilogrammes au milieu d'une pierre ayant un mètre carré de surface. Il est même certain que, dans ces circonstances, la résistance serait énormément augmentée.

Ce principe que, partout où la pression atteint la limite d'écrasement, il y a écrasement, conduit à des conséquences absurdes. En effet, si l'on calcule la surface de la pointe d'un poinçon parfaitement aiguisé, on en conclura qu'il devra pénétrer dans du granit comme une aiguille dans une pelote et que toutes les pierres devraient se couper au rasoir. Les chiffres que nous venons de donner ne sont donc relatifs qu'à des pressions générales s'étendant sur toute la surface des pierres ; quand il s'agit de pressions locales ne portant que sur certains points, la résistance augmente d'autant plus que ces points sont plus éloignés des parois; mais on ne sait rien de la manière dont se comporte la résistance dans ces circonstances, et, faute de données on se laisse guider par un principe inexact. Nous avons cru devoir insister sur cette observation, parce que, dans les voûtes, cette inégalité de pression se rencontre fréquemment et qu'elle est une des difficultés de leur construction ou plutôt du calcul de leur solidité.

La conclusion de ceci est que : au lieu de multiplier les expériences destinées à évaluer la résistance de toutes les pierres connues, il faudrait au préalable rechercher 1° comment les résistances varient avec les dimensions des prismes d'essai pour des charges uniformément réparties ; 2° comment les résistances varient avec des charges localisées agissant aux divers points de la base d'un prisme.

La rupture par écrasement est due, comme Dupuit le fait remarquer, à la dilatation latérale des pierres les parties comprimées cherchent à se distendre

du côté où elles ne trouvent pas de résistance, et il arrive un moment où les fibres, non maintenues en faisceaux, se dissocient et s'écrasent.

Toute cause qui s'opposera à cette dilatation latérale aura pour effet de retarder l'écrasement en annulant une partie de la force d'expansion latérale. M. l'ingénieur Pelletreau, dans une note récente, a corroboré la notion précédente en démontrant la proposition que voici :

Toutes choses égales d'ailleurs, un prime résiste d'autant plus à l'écrasement qu'il existe un plus grand frottement entre sa base et le plan sur lequel il repose.

Ces préliminaires indispensables sur la résistance des matériaux en usage dans la construction des ponts en maçonnerie étant établis, nous allons exposer par ordre chronologique les principales études analytiques et expérimentales qui ont été données sur la théorie des voûtes.

THÉORIE DES VOUTES

Théorie des voûtes. — Les architectes italiens, tels qu'Alberti, Palladio, et Serlio, ont indiqué quelques règles empiriques pour déterminer les dimensions des voûtes; mais ces règles, établies presque au hasard d'après l'examen de quelques ouvrages anciens, ne pouvaient inspirer aucune confiance, et l'on peut dire qu'en somme la seule règle était la fantaisie de chacun.

En France, au dix-huitième siècle, Gauthier, dans son traité des ponts, fixait l'épaisseur des voûtes à la clef au quinzième de leur ouverture; cette proportion qui peut convenir pour de petites ouvertures est beaucoup trop considérable lorsqu'il s'agit de grandes arches comme celles que l'on fait de nos jours.

Perronet donna la règle suivante, qui conduit à des résultats plus économiques; l'épaisseur (e) d'une voûte à la clef s'obtient en fonction de l'ouverture L par la formule

$$e = \frac{1}{24} L + 0^{m},325 - \frac{1}{144} L$$

cette formule n'a pas non plus une grande consistance et conduit, comme la précédente, à des épaisseurs trop fortes pour les grandes ouvertures.

C'est au dix-huitième siècle que les mathématiciens cherchèrent à établir la théorie des voûtes, qui ne fit de progrès sérieux que dans le siècle actuel, lorsqu'on se fût rendu, par l'observation et l'expérience, un compte exact des phénomènes qui se passaient pendant la construction des voûtes et surtout au moment de leur décintrement.

Pour bien faire saisir la théorie, il convient donc d'exposer au préalable les recherches expérimentales, qui jettent un grand jour sur la question.

Les premières expériences sont dues à Couplet en 1729; elles furent reprises par Danisy, et par Perronet qui observa avec soin les phénomènes que présentèrent les arches des ponts qu'il eut à construire.

Boistard, ingénieur en chef des ponts et chaussées, refit toutes les expériences sur les voûtes en les variant de bien des manières, et, nous examinerons ses travaux en détail, sans nous arrêter à ceux de ses prédécesseurs.

Expériences de Boistard. — Les expériences de Boistard sont exposées dans un recueil qu'il a publié en 1822 et qui renferme des renseignements précieux de toutes natures sur l'exécution des travaux.

Tous les écrits sur la théorie des voûtes, dit-il, reposent sur une hypothèse qui n'est pas confirmée par l'expérience, en sorte qu'ils doivent être relégués parmi les recherches de pure spéculation, très-curieuses à la vérité, mais sans aucune utilité pour la pratique.

En effet, tous les auteurs supposent que les voûtes sont composées de voussoirs parfaitement polis, sans aucun frottement, et qui glisseraient sur leurs joints si les forces qui sollicitent ce système ne se détruisaient pas mutuellement : d'où il suit que, dans les voûtes en berceau, le profil doit s'élargir à mesure que les voussoirs approchent de la ligne horizontale et qu'ils doivent être infinis aux naissances ; tel est le résultat auquel les conduit leur théorie que l'expérience dément journellement. »

C'est donc à l'expérience qu'il faut recourir pour trouver un point de départ vraiment pratique.

Pénétré de cette idée, Boistard entreprit une série d'expériences ingénieuses, dont les résultats sont mis bien nettement en lumière par les figures de la planche (III), empruntées au mémoire même de Boistard.

Les voûtes sur lesquelles Boistard a opéré avaient 8 pieds d'ouverture, 4 pouces d'épaisseur à la clef et 8 pouces de largeur entre les têtes ; elles étaient composées de voussoirs égaux, formés chacun par un assemblage de deux briques polies au grès sur l'une de leurs faces et jointes par leur autre face avec un coulis de plâtre. Ces voussoirs étaient construits dans un moule de manière à présenter une forme bien constante ; ils étaient posés sur deux cintres parallèles très-rapprochés et se touchaient sans interposition de mortier. Ces conditions de l'expérience ne différaient guère de celles de la pratique ; en effet, on ne reliait alors les voussoirs que par des mortiers ordinaires, dont la cohésion ne devenait jamais comparable à celle de la pierre même, et de plus, on procédait au décintrement avant que la prise des mortiers fût complète ; on pouvait donc, à la rigueur, considérer les voussoirs comme simplement juxtaposés, et Boistard n'eut pas tort d'adopter cette disposition dans ses expériences.

Première expérience, figure 1, planche III. — La première expérience porte sur une voûte en plein cintre formée de 48 voussoirs, pesant en tout 382 livres. Les voussoirs ayant été posés sur le cintre, on s'aperçut qu'à partir des naissances jusqu'au onzième voussoir, ils s'étaient détachés du cintre sous l'influence de la poussée que leur transmettait la partie supérieure de la voûte. La tendance à la rupture se manifeste donc vers le onzième voussoir.

Lorsqu'on vint à baisser le cintre, on s'aperçut que la partie supérieure de la voûte le suivait, comme on peut le voir sur la figure où les lignes ponctuées indiquent la position première et les lignes pleines le profil après la déformation. La voûte s'ouvrit à l'intrados de chaque côté de la clef, vers le huitième voussoir à partir de la clef, et à l'extrados vers le huitième voussoir à partir des naissances. Si on avait enlevé le cintre complétement, la voûte se serait effondrée.

On voit qu'elle se divise en plusieurs parties distinctes qui se transmettent les pressions de l'une à l'autre comme un système de leviers. Ainsi, la partie supérieure bb', sollicitée par la pesanteur tend à tomber, mais, gênée dans sa chute par les parties latérales, elle les déplace en les faisant tourner d'une certaine quantité autour des arêtes des voussoirs extrêmes ; la rotation se produit en (b) autour de l'arête d'extrados et en (a) autour de l'arête d'intrados.

Cette première expérience montre qu'une voûte en plein cintre extradossée parallèlement et non chargée sur les reins ne résiste pas à la pesanteur et s'écroule dès qu'elle n'est plus soutenue.

Elle nous enseigne encore que l'ancienne hypothèse était fausse, qui supposait que les voussoirs pouvaient glisser sur leurs plans de joint; ce n'est pas un mouvement de glissement qui se produit, et l'on ne saurait considérer la partie supérieure de la voûte comme un coin s'enfonçant dans la partie inférieure, le mouvement se compose de rotations autour des arêtes des voussoirs et le système doit être considéré comme la réunion de plusieurs leviers articulés.

Deuxième expérience, figure 2, planche III. — La première expérience, dit Boistard, ayant fait reconnaître que la partie inférieure de la voûte est trop faible pour soutenir le poids de la partie supérieure, on a embrassé de chaque côté à peu près la moitié de la demi-voûte par une corde tangente au milieu du treizième voussoir et tendue par un poids de cent livres. Dans cet état il a été possible de décintrer la voûte en totalité; elle s'est soutenue après avoir baissé de huit lignes à la clef, et on remarque les effets représentés dans la figure 2.

La voûte paraît vouloir se séparer en quatre parties ou leviers distincts; elle s'ouvre à l'intrados, à la clef en (*b*); elle s'ouvre à l'extrados en (*a*) entre la clef et les naissances vers le milieu de la montée; et de plus elle s'ouvre à l'intrados aux naissances.

Ainsi le levier (*ba*) tourne autour de l'arête d'intrados (*a*) et le levier (*ac*) tourne autour de l'arête d'extrados des naissances. La portion (*ba*) tend à s'affaisser sous l'effort de la pesanteur; mais elle ne peut tomber qu'en écartant la partie inférieure (*ac*), qui, elle, est maintenue par la pression de la corde. Il se produit un certain mouvement qui s'arrête quand l'équilibre s'établit entre les poids et les tensions.

L'amplitude du mouvement dépend du poids P dont la corde est chargée et de la longueur de l'arc embrassé par la corde à partir des naissances.

Ainsi, lorsque la corde embrasse le quart au lieu de la moitié de la demivoûte, elle a beau être chargée d'un poids de 150 livres, elle n'empêche point l'effondrement de la voûte; il se produit un ef et intermédiaire entre ce que représente la figure 1 et ce que représente la figure 2; les trois ou quatre voussoirs voisins de la clef suivent le cintre dans son mouvement de descente.

Troisième expérience, figure 3. — Au lieu de diminuer la longueur de l'arc embrassé, si on l'augmente et qu'on augmente en outre le poids P qui tend la corde, on diminuera l'amplitude des mouvements représentés dans la figure 2.

Il arrive même un moment où ces mouvements sont nuls; ainsi, lorsque la corde embrasse les cinq seizièmes de la voûte, c'est-à-dire un arc de quinze voussoirs à partir des naissances, lorsqu'en outre le poids P est de 300 livres, la voûte reste parfaitement circulaire et ne s'ouvre nulle part ni à l'intrados, ni à l'extrados. Il y a équilibre instantané entre les diverses forces qui sollicitent le système, et cet équilibre s'établit sans qu'aucun mouvement soit nécessaire. C'est là la condition qu'il faudrait toujours réaliser dans la pratique des constructions.

A partir de cette position d'équilibre instantané, si l'on augmentait encore le poids P, on produisait des effets inverses de ceux de la figure 2; on conçoit que la voûte tendait à se plier comme une feuille de papier, c'est-à-dire à s'allonger vers le haut. Les voussoirs de la clef remontaient donc en s'ouvrant à l'extrados, au contraire il y avait affaissement des leviers inférieurs (*ac*); la voûte s'ouvrait à l'intrados vers le milieu de la montée et à l'extrados aux naissances

Ce phénomène est représenté dans la figure 3 pour laquelle la valeur du poids P est de 450 livres. C'est en considérant la position de la voûte déformée par rapport aux cercles pointillés qui indiquent sa position initiale que l'on se rend bien compte des effets obtenus.

En augmentant encore la charge P, on ne tarderait pas à produire l'écrasement de la voûte.

Quatrième expérience, figure 4. — On a eu pour but dans cette expérience de connaître les joints de rupture lorsque les reins de la voûte sont chargés de maçonnerie comme il arrive dans les arches de pont, On a élevé en conséquence au derrière des naissances, sur quatre pouces de largeur, un massif de briques arasé de niveau par-dessus. — Au bout de quelque temps, le mortier étant un peu essuyé, on a baissé le cintre de neuf lignes et on a observé que la voûte n'éprouvait aucun tassement sensible ; en la chargeant au sommet successivement, le joint vertical s'ouvrait à l'intrados ainsi que celui des naissances, mais ce dernier beaucoup moins que le premier. Enfin, sous une charge au sommet de 125 livres, le sommet descendit subitement sur le cintre, la voûte et les reins se fendirent comme on le voit sur la figure et les joints horizontaux s'agrandirent à l'intrados.

Au lieu de placer la charge au sommet de la voûte, si on la répartit uniformément sur la plate-forme horizontale supérieure, en la disposant par exemple sur un madrier en bois, la rupture ne se produisait que lorsque le poids dont était chargé le madrier était plus considérable que tout celui de la voûte et des reins réunis ; cela se conçoit quand on remarque que, si d'une part la partie centrale de la surcharge tend à produire l'affaissement, d'autre part les parties latérales, correspondant aux reins, concourent à maintenir la stabilité et s'opposent au déversement. Cependant, la pression à la clef va sans cesse en augmentant, et l'on finit par atteindre la limite de rupture.

5ᵉ, 6ᵉ, 7ᵉ et 8ᵉ *expériences*. — Les expériences suivantes ont trait à des voûtes en forme d'anse de panier surbaissées au tiers. Les figures 5, 6, 7 représentent des voûtes surbaissées au tiers.

Dans la figure 5, la voûte extradossée parallèlement est simplement posée sur le cintre, sans aucune surcharge. Lorsqu'on abaisse le cintre peu à peu, on voit se produire sensiblement les mêmes effets que dans la figure 1, si ce n'est que l'ouverture à l'intrados, aux naissances est beaucoup plus accentuée ; les cinq premiers voussoirs sont écartés en dehors de la voûte et ne reposent pas sur le cintre. La partie centrale s'affaisse en suivant le cintre et repoussant les parties latérales. La voûte peut être considérée comme formée par l'assemblage de cinq leviers articulés.

Dans la figure 6, on a embrassé chaque arc extrême de la voûte avec une corde tendue par un poids de 100 livres et on a baissé le cintre ; la voûte s'est soutenue après avoir tassé promptement de plus d'un pouce. Le joint vertical s'est ouvert à l'intrados, ainsi que le joint horizontal ; vers le milieu de la montée, au sixième voussoir à partir des naissances, les joints se sont ouverts à l'extrados. La voûte doit être considérée comme résultant de l'assemblage de quatre leviers articulés, tournant alternativement sur leurs arêtes d'intrados et d'extrados ; le tassement s'arrête lorsque l'équilibre s'établit entre les poids des leviers, leurs réactions mutuelles et la surcharge.

Au lieu de limiter la voûte à ses naissances, si on la monte sur des pieds-droits, on reconnaît que l'ensemble se divise encore en quatre leviers ; ce n'est plus le

joint horizontal de la voûte qui s'ouvre à l'intrados, mais le joint qui se trouve à la naissance des pieds-droits.

La figure 7 représente la voûte précédente montée sur deux pieds-droits de 13 pouces de hauteur et on a élevé au derrière, sur la largeur d'une brique, la maçonnerie des reins jusqu'au sommet de la voûte où elle a été arasée de niveau. Lorsqu'on a baissé le cintre, la maçonnerie s'est déchirée comme le montre la figure, et les pieds-droits ont basculé. Cette expérience prouve que les pieds-droits et la maçonnerie au derrière sont insuffisants pour soutenir la voûte, et elle montre que les variations dans le poids des reins entraînent des variations dans la position du joint de rupture. On voit que les reins se fendent dans la direction du rayon, et on reconnaît, comme précédemment, quatre parties bien distinctes, deux à droite et deux à gauche, l'une agissante et l'autre résistante de chaque côté.

Ainsi, la résistance opposée par les reins à l'expansion des parties latérales de la voûte n'était pas assez considérable dans le cas précédent. Dans la figure 8, on a augmenté cette résistance en appliquant, contre la face verticale AB du massif des reins, un madrier soutenu par un étai. Grâce à cette disposition on a pu décintrer sans que la voûte perdit sensiblement sa figure primitive, car l'équilibre entre les poids et les réactions de toutes natures était obtenu dès le premier moment sans qu'un déplacement fût nécessaire pour cela. Pour produire la rupture (figure 8), on a placé sur la clef des poids qu'on a portés successivement jusqu'à 150 livres : le sommet baissait sensiblement ; les arcs-boutants des madriers étaient bandés plus fortement par la pression de la maçonnerie, qui tendait à déverser : enfin la voûte s'est fendue en quatre parties, savoir : au joint vertical qui s'est ouvert de plus d'un demi-pouce à l'intrados, et entre les sixièmes et septièmes voussoirs à partir de la clef, dont le joint s'est ouvert de deux lignes à l'extrados. Enfin les pieds-droits ont basculé un peu autour de leur arête extérieure et le joint inférieur s'est ouvert de plus d'une ligne en dedans, malgré la résistance des arcs-boutants appliqués contre le derrière de la maçonnerie. Les reins se sont fendus de chaque côté dans la direction du joint qui s'était ouvert.

9e, 10e, 11e, 12e, 13e *expériences.* — Après avoir procédé à une série d'expériences sur des voûtes surbaissées au quart et profilées en anse de panier, Boistard a opéré sur des voûtes en arcs de cercle plus ou moins surbaissées.

La voûte de la figure 9 a 8 pieds d'ouverture, 2 pieds de flèche et 5 pieds de rayon ; elle comprend un arc de 106° 15′ 36″, composé de 36 voussoirs, pesant ensemble 300 livres. Cet arc est contre-bouté aux naissances par des dés de 33 livres que supportent des blocs pesant respectivement 159 livres et 166 livres. Ces blocs reposaient d'abord, en dedans sur des cales, et en dehors sur des coins ; lorsqu'on abaissa le cintre, la voûte ne bougea pas, donc les culées étaient trop fortes ; pour se renverser, il fallait que les blocs pussent tourner autour de leur arête extérieure, mais le moment de leur poids par rapport à cette arête était plus considérable que le moment de la poussée de l'arc par rapport à cette même arête, ce qui ne permettait pas au renversement de se produire. Pour y arriver, il était nécessaire de diminuer le moment résistant ; on obtient ce résultat sans changer le poids en rapprochant l'arête de rotation du centre de gravité, c'est-à-dire en supportant le bloc sur une cale comme le montre la figure au lieu de le contre-bouter par un coin. Dans ces conditions, la rotation se produit sur la cale et non sur l'arête extérieure du bloc.

Alors, la voûte a pu s'abaisser lors du décintrement, le joint vertical s'est ouvert à l'intrados ; deux autres joints se sont ouverts à l'extrados près des naissan-

ces, et les blocs eux-mêmes ont légèrement basculé en dehors de la voûte. L'ensemble de la construction s'est décomposé en quatre leviers articulés, qui ont tourné respectivement autour de leurs arêtes opposées.

La figure 10 représente une voûte en arc de cercle surbaissée au $\frac{1}{8}$; lorsqu'on en surchargeait chaque culée d'un poids de 50 livres et qu'on décintrait ensuite, aucun mouvement ne se produisait; mais lorsqu'on ne disposait aucune surcharge sur les culées, on voyait se produire au décintrement les mouvements indiqués par la figure 10; le joint vertical s'ouvrait à l'intrados et les joints des naissances à l'extrados, en même temps que les culées basculaient légèrement sur leur arête extérieure. La voûte proprement dite se divisait en deux leviers articulés s'arc-boutant en (*a*) et tendant à chasser les culées par les arêtes (*b*). Quoi que l'ouverture du sommet soit généralement peu accusée, elle a néanmoins lieu, puisque le sommet descend et que l'ouverture de la voûte s'agrandit un peu par la rotation de chaque culée.

En plaçant sur la voûte en arc de cercle des reins en briques (figure 11), on a observé précisément les mêmes effets; mais les culées avaient plus de résistance par le poids qui les chargeait, et les briques placées sur les petits dés se sont détachées des reins en formant une lézarde verticale.

La figure 12 représente une voûte en arc de cercle surbaissée à peu près au quinzième; le poids de la voûte est de 111 kilogrammes, et le poids de chacun des blocs formant culées d'environ 100 kilogrammes. On voit que la voûte s'est ouverte à l'intrados à la clef sur trois joints consécutifs, et à l'extrados aux naissances. Les culées ont encore basculé légèrement sur leur arête extérieure, bien qu'elles fussent surchargées chacune en leur milieu d'un poids de 327 livres. En diminuant peu à peu la valeur de cette surcharge, on vit le sommet de la voûte descendre et les culées s'écarter jusqu'à ce que l'équilibre fût définitivement rompu; les deux leviers formant la voûte ne pouvant plus alors s'arc-bouter obéirent à la pesanteur et s'écroulèrent.

La figure 13 représente une plate-bande formée de claveaux droits; cette plate-bande se divise aussi en deux leviers articulés égaux; pour s'écrouler, il faut que ces leviers tournent l'un sur l'autre, suivant leur arête supérieure à la clef, et suivant leur arête inférieure aux naisances. Mais cette rotation entraîne forcément un accroissement de la distance horizontale qui sépare les points d'appui sur les culées, et cet accroissement de distance ne peut se produire que par une rotation des culées sur leur arête extérieure. Or, si le moment du poids des culées par rapport à cette arête est supérieur au moment de la poussée de la plate-bande, le renversement des culées ne se produira pas et l'équilibre persistera. Tout revient donc à charger les culées assez fortement pour qu'elles ne prennent qu'un mouvement d'une amplitude très-faible. L'effondrement, ne se produira que lorsque le basculement des culées aura été assez considérable pour que l'ouverture de la plate-bande soit devenue égale à la ligne brisée (*aba*).

Des expériences que nous venons de relater, Boistard tire les conclusions suivantes :

« La première conséquence qu'on doit tirer de ce qui précède, est que la théorie ordinaire de l'équilibre des voûtes doit être entièrement abandonnée. La marche régulière de nos expériences faites sur des voûtes assez grandes et dont la forme est si variée, la similitude de nos résultats avec ceux qui ont été observés dans les voûtes des ponts construits par Perronet et consignés dans son ouvrage, nous assurent que nous possédons les véritables données du problème de l'équilibre des voûtes, résolu jusqu'à présent d'une manière hypothétique et

contraire à l'expérience. En effet, il est constant que jamais les voussoirs ne glissent les uns sur les autres, mais qu'ils tournent sur leurs arêtes et que les voûtes, considérées avec leurs pieds-droits, se brisent toujours en quatre parties principales. C'est donc l'action et la réaction de ces quatre parties qu'il s'agit de soumettre au calcul, afin qu'il en résulte l'équilibre ; sur quoi nous ferons observer qu'une voûte peut avoir de la stabilité indépendamment de tout équilibre, toutes les fois que les parties agissantes qui partent de la clef ont moins d'action que les deux résistantes qui partent des naissances de la voûte ou de la base des pieds-droits. »

Nous nous sommes étendu peut-être un peu longuement sur les expériences de Boistard ; mais elles nous paraissent une introduction indispensable à la théorie des voûtes. Lorsqu'on les a bien présentes à l'esprit, cette théorie est beaucoup plus facile à suivre et comprendre.

Méthodes anciennes pour le calcul des voûtes. — On considéra d'abord les voûtes comme un assemblage de voussoirs ou de coins, dont les plans de joints étaient parfaitement polis. Dans ce cas, pour que les parties de la voûte se soutiennent en équilibre, il faut que les pressions réciproques, que les voussoirs exercent perpendiculairement à leurs lits se détruisent mutuellement. Sans entrer dans les détails du calcul d'un pareil assemblage, il suffira de remarquer que dans une voûte en berceau ayant pour section un demi-cercle, le dernier voussoir aux naissances ayant un plan de joint horizontal a son poids supporté tout entier par ce plan ; il ne peut donc exercer aucune réaction sur le plan de joint du voussoir immédiatement supérieur et équilibrer l'action de ce dernier que si on lui donne un poids infini. L'hypothèse admise nous conduit donc à une voûte ayant une épaisseur infinie aux naissances, c'est-à-dire que l'extrados est une courbe ayant pour asymptote l'horizontale des naissances.

On arrive donc, par cette hypothèse, à un résultat absurde.

Les hypothèses sur lesquelles le géomètre Lahire base la théorie des voûtes qu'il donna en 1712, ne sont pas mieux justifiées, bien que les formules et les tables qu'il en déduisit fussent encore en usage au commencement du siècle actuel.

Les recherches de Couplet (1730) et celles même de Coulomb (1775), dans lesquelles les voûtes sont considérées comme des leviers articulés tournant autour des arêtes de certains voussoirs, passèrent pour ainsi dire inaperçues.

Ce sont les expériences de Boistard qui donnèrent l'essor à la véritable théorie de voûtes et la firent passer dans la pratique.

Après le mémoire, publié en 1820 par M. Audoy, commandant du génie, vint celui de MM. les ingénieurs Lamé et Clapeyron, que nous allons examiner.

Mémoire de MM. Lamé et Clapeyron. — Les auteurs prennent comme point de départ les résultats expérimentaux que nous nous sommes attachés à mettre en lumière en rapportant plus haut les expériences de Boistard.

« Parmi les hypothèses sur lesquelles on a fondé la théorie de l'équilibre des voûtes, disent-il, la seule admissible est celle qui le ramène à l'équilibre de quatre leviers pesants, assemblés à charnières, égaux en poids aux deux portions de la voûte comprises entre le milieu de la clef et les joints de rupture et à celles limitées par ces joints de rupture et par les bases des pieds-droits. De nombreuses observations, sur une grande quantité de voûtes dégradées, et des expériences faites directement par d'habiles constructeurs, ont prouvé que les deux derniers leviers tendent à tourner autour des arêtes extérieures de leurs bases, et qu'alors les deux premiers, se touchant entre eux par l'arête extrados du milieu de la clef, touchent les autres par les arêtes intrados des joints de rupture.

« Pour trouver l'équation d'équilibre de ces leviers, il est donc nécessaire de connaître la position des joints où la rupture tend à se faire dans chaque espèce de voûtes. Or, parmi tous les joints que l'on peut concevoir sur les reins d'une voûte, le joint où la rupture tend à se faire, sera celui pour lequel le levier supérieur pressera l'extrémité mobile du levier inférieur avec une force horizontale dont le moment, pris par rapport au point fixe dudit levier, sera le plus grand possible comparé au moment de la pression verticale exercée à la même extrémité mobile. Il faudrait donc calculer ces moments pour un joint quelconque, en fonction d'une variable, dont on déterminerait la valeur par la condition du maximum dont nous venons de parler; mais l'application du calcul des maximas à cette recherche est impraticable, à cause de la complication des calculs auxquels elle donne lieu ; on se contente ordinairement de calculer les rapports des moments pour plusieurs joints supposés et l'on prend pour joint de rupture celui qui donne le plus grand de tous les rapports obtenus ».

Désirant ne pas appliquer cette longue méthode de tâtonnement, MM. Lamé et Clapeyron se sont proposé de simplifier l'équation d'équilibre des quatre leviers, dont une voûte est composée :

La figure 1 de la planche IV représente une voûte en plein cintre montée sur deux pieds-droits ; supposons connus les joints de rupture qui se trouvent en B et D. La voûte se sépare en quatre leviers, savoir : 1° deux leviers inférieurs, tels que FB, dont le poids est m' et dont l'extrémité F est fixe, tandis que l'extrémité B et le levier tout entier tournent autour de cette extrémité fixe ; 2° deux leviers supérieurs, tels que BK, de poids m, qui tournent autour du point mobile B, de telle sorte que leur autre extrémité K reste sur la verticale KR [1].

Le poids vertical m se décompose en deux forces verticales appliquées, l'une en K et égale à $\frac{ma}{x}$, l'autre en B et égale à $\frac{m(x-a)}{x}$. Le levier KD donne au point K une seconde composante verticale égale à $\frac{ma}{x}$, ce qui fait en tout une force verticale égale à $\frac{2ma}{x}$. Cette force verticale se décompose en deux forces égales dirigées suivant KB et KD ; on pourra les obtenir en construisant le parallélogramme des forces dont on connaît la diagonale verticale $\frac{2ma}{x} = \text{KN}'$ et les directions des côtés KB′ et KD′ ; ce parallélogramme a ses quatre côtés égaux, donc la moitié KO de la diagonale ou $\frac{mx}{a}$ est égale au côté KB′ multiplié par le *cosinus* de l'angle B K N, *cosinus* dont la valeur est

$$\frac{\text{KN}}{\text{KB}} \quad \text{ou} \quad \frac{y}{\sqrt{x^2+y^2}},$$

par suite, la force cherchée, dirigée suivant KB, est égale à

$$\frac{ma}{x} \cdot \frac{\sqrt{x^2+y^2}}{y}.$$

[1] Il va sans dire que nous raisonnons sur le profil transversal de la voûte parce que nous supposons à cette voûte une longueur égale à l'unité. C'est toujours ainsi que l'on opère : les pressions se transmettant dans la section droite, la longueur de la voûte dans le sens des génératrices du berceau n'influe pas sur la stabilité.

C'est cette force que le levier supérieur transmet par le point B au levier inférieur : en B nous pouvons, pour la facilité du calcul, la décomposer en deux autres : l'une verticale égale à $\frac{ma}{x}$ et l'autre horizontale égale à $\frac{ma}{y}$.

Quant au poids m' du levier inférieur, il a deux composantes : l'une au point fixe F inutile à connaître, et l'autre en B égale à $\frac{m'a'}{x'}$ en posant $x' = \text{FP}$.

Ainsi les forces verticales agissant en B ont pour somme

$$\frac{ma}{x} + \frac{m(x-a)}{x} + \frac{m'a'}{x'} \quad \text{ou} \quad \frac{m'a'}{x'} + m,$$

et les forces horizontales se réduisent à $\frac{ma}{y}$

La poussée horizontale tend à renverser le pied-droit, et la pression verticale, au contraire, tend à le ramener sur la base. Suivant la relation qui existera entre ces deux tendances, la voûte s'effondrera, restera simplement en équilibre, ou présentera une stabilité absolue.

L'effet de chacune de ces forces sur la rotation du levier dépend de sa grandeur et de son bras de levier par rapport au point fixe F, c'est-à-dire de son moment par rapport à ce point fixe, nous avons vu que le moment d'une force était le produit de cette force par son bras de levier.

Le moment de la poussée horizontale en B est égale à $\frac{may'}{y}$ en posant $y' = \text{BP}$, et le moment de la pression verticale est

$$\left(\frac{m'a'}{x'} + m\right)x', \quad \text{ou} \quad m'a' + mx'.$$

Le moment résultant est la différence des deux précédents, c'est-à-dire :

$$(1) \qquad m'a' + mx' - ma\frac{y'}{y}$$

Sa valeur dépend de la position du point B où l'on a placé le prétendu joint de rupture.

Il faudrait chercher le joint pour lequel la différence précédente serait minima; c'est en ce joint que le rapport du moment de la poussée au moment de la résistance serait maximum ; c'est donc là que se trouverait le joint de rupture.

Ayant trouvé le minimum de l'expression (1), nous aurons trouvé par suite le joint de rupture ; et, suivant que le minimum sera positif, nul ou négatif, il y aura stabilité absolue, équilibre simple ou renversement.

La question est donc ramenée à calculer le minimum de l'expression (1).

Cette expression peut se mettre sous la forme :

$$m'a' + mx' + ma - ma - ma\frac{y'}{y}, \quad \text{ou} \quad (m'a' + m(x'+a) - ma\frac{y+y'}{y}.$$

Le premier terme représente le moment MA de la demi-voûte totale par rapport au point fixe F, et, si l'on pose en outre :

$$y + y' = \text{KR} = \text{H} \quad \text{et} \quad y = \text{KN} = h,$$

on arrive à la formule simple

$$MA - ma\frac{H}{h} \quad \text{ou} \quad H\left(\frac{MA}{H} - \frac{ma}{h}\right) \quad (2)$$

Le facteur H est constant ainsi que le premier terme de la différence dont on veut trouver le minimum ; ce minimum correspondra donc au maximum du terme simple $\frac{ma}{h}$. .

De la formule (2) MM. Lamé et Clapeyron déduisent des faits fort remarquables, que le constructeur des voûtes ne doit pas oublier :

« *La quantité* $\frac{ma}{h}$ *ne dépendant que de la forme de la partie supérieure de la voûte, si on détermine pour une voûte quelconque le point de rupture, ce point de rupture restera le même de quelque manière que la voûte se termine au delà de ce point, quelles que soient la forme et la hauteur des pieds-droits.* »

« *Le point de rupture se trouve à la naissance dans toutes les voûtes surbaissées, dont l'origine se trouve au-dessus du point de rupture déterminé pour la voûte totale.* »

Lorsque la voûte tend à se renverser, on peut combattre cette tendance en augmentant le moment résistant, c'est-à-dire en plaçant sur les reins un poids μ, situé à une distance z de la verticale BP du point de rupture.

Ce poids μ se décompose en deux forces verticales, l'une en K égale à $\frac{\mu z}{x}$,

— — et l'autre en B — $\frac{\mu(x-z)}{x}$

L'autre moitié de la voûte donne en K une seconde composante égale à la première, de sorte qu'il en résulte une force totale $\frac{2\mu z}{x}$, laquelle se décompose suivant KB et KD en deux poussées égales

$$\frac{\mu z}{x}\frac{\sqrt{x^2+y^2}}{y}.$$

La poussée KB, étant décomposée au point B en deux forces, l'une verticale et l'autre horizontale donne, suivant l'horizontale, une force $\frac{\mu z}{y}$ ou, ce qui est identique $\frac{\mu z}{h}$ et suivant la verticale une force $\frac{\mu z}{x}$.

les forces supplémentaires agissant en B par suite de l'addition de la surcharge sont donc :

Suivant la verticale. . $\frac{\mu(x-z)}{x} + \frac{\mu z}{x} = \mu$ dont le moment par rapport à F est $\mu x'$,

Suivant l'horizontale . $\frac{\mu z}{h}$ — — $\frac{\mu z}{h}(H-h)$

La différence de ces deux moments, dont le premier augmente la stabilité, tandis que le second la diminue, cette différence mesure l'influence de la sur-

charge par rapport à la stabilité et elle peut s'écrire :

$$\mu\left(x'+z-\frac{Hz}{h}\right).$$

Si elle est positive, l'addition du poids μ aura augmenté la stabilité ; si elle est nulle, le poids μ n'aura servi à rien, et si elle est négative, il aura augmenté la tendance au renversemont.

Tant que $\frac{x'+z}{H}$ sera plus grand que $\frac{z}{h}$, l'addition de la surcharge sera avantageuse ; l'égalité $\frac{x'+z}{H}=\frac{z}{h}$ marque la limite au delà de laquelle la surcharge devient désavantageuse. Cette limite s'obtient en menant l'horizontale KX jusqu'à la rencontre de FB prolongée, car les deux triangles semblables XBV, XFZ donnent précisément l'égalité précédente.

Ainsi tout poids placé à gauche de la verticale XZ est favorable à la stabilité de la voûte et l'augmente, tout poids placé à droite de cette verticale diminue la stabilité.

Il va sans dire que ce résultat n'est applicable qu'aux voûtes pour lequelles l'addition du poids μ ne change pas la position du point de rupture ; généralement il n'en est pas ainsi, si ce n'est dans les voûtes suffisamment surbaissées pour que le joint de rupture se trouve toujours aux naissances.

Le moment résultant de la présence du poids μ est égale à

$$\mu\left[x'-z\left(\frac{H}{h}-1\right)\right],$$

lorsque le poids est à droite de la verticale du point de rupture et à

$$\mu(x'-z)$$

lorsque le poids est à gauche; dans tous les cas on voit que :

Une surcharge quelconque μ est d'autant plus favorable à la stabilité, qu'elle est placée plus près de la verticale passant par le point de rupture.

Mais revenons à la recherche de la position du point de rupture ; il correspond au cas où la quantité $\frac{ma}{h}$ est maxima ; pour calculer (m) et (a), c'est-à-dire le poids et le centre de gravité du levier supérieur (*fig.* 3, planche IV), il faudrait savoir suivant quelle ligne se produit la rupture ; cette ligne est toujours normale à l'intrados au point B, et dans une voûte appareillée en voussoirs, elle est dirigée suivant un plan de joint parce que la résistance à l'arrachement est faible dans cette directron. Remarquons que la direction de cette ligne de rupture n'a qu'une influence insignifiante sur les quantités (m) et (a), car la longueur BC est dans les voûtes ordinaires bien supérieure à l'épaisseur de la voûte, et on modifiera peu la surface du levier BCK si on la limite à une droite quelconque par exemple à la verticale passant en B.

Admettons donc que la rupture se produit suivant la verticale BH.

La recherche du joint de rupture sera ramenée à celle de la verticale pour laquelle le rapport $\frac{ma}{h}$ est maximum. Or, nous avons démontré en analyse qu'aux environs de son maximum toute quantité reste sensiblement constante et récipro-

quement; donc, le maximum de $\frac{ma}{h}$ correspondra à la position de la verticale BH telle que la quantité $\frac{ma}{h}$ demeure constante pour cette position et pour les positions voisines, *bh*, par exemple. Cette constance ne peut s'obtenir que si le rapport de l'accroissement de *ma* à l'accroissement de *h* est égale au rapport de *ma* à *h*, en effet, de l'égalité

$$\frac{ma + d(ma)}{h + d(h)} = \frac{ma}{h} \quad \text{résulte l'égalité} \quad \frac{d(ma)}{d(h)} = \frac{ma}{h}.$$

Traduisons cette égalité :

1° L'accroissement de (*ma*) comprend deux termes : le premier est l'accroissement du moment de BCKH qu'il faut prendre par rapport à (*b*) et non plus par rapport à B, ce premier terme est $m \times \mathrm{BD}$, c'est un infiniment petit du premier ordre; le second terme est le moment du quadrilatère BH*bh* par rapport à *b*, ce moment est un infiniment petit du second ordre, il est donc négligeable devant le premier terme puisqu'il est infiniment petit par rapport à lui;

2° L'accroissement de *h* est égale à D*b*.

L'égalité devient donc :

$$\frac{m \times \mathrm{BD}}{\mathrm{D}b} = \frac{ma}{h} \quad \text{ou} \quad \frac{\mathrm{BD}}{\mathrm{D}b} = \frac{a}{h}.$$

Le rapport $\frac{\mathrm{BD}}{\mathrm{D}b}$ mesure à la limite la tangente trigonométrique de la tangente à l'intrados au point de rupture *b*. Or, si l'on prolonge la verticale *m* du centre de gravité du levier supérieur jusqu'à la rencontre avec l'horizontale menée par le sommet de l'extrados et que l'on joigne OB, cette ligne sera inclinée sur la verticale d'un angle dont la tangente trigonométrique aura précisément pour valeur $\frac{a}{h}$; la ligne OB se confond donc avec la tangente à l'intrados au point de rupture, et de là résulte le théorème suivant :

« *Le point de rupture est celui pour lequel la tangente de l'intrados, en ce point, vient couper l'horizontale passant par le sommet de la clef, au même point que la verticale passant par le centre de gravité de la masse tendant à se détacher* ».

Ce résultat, remarquable par sa simplicité, disent MM. Lamé et Clapeyron, nous a paru utile à énoncer, parce que, sans exiger aucun calcul, il permet de fixer le point de rupture avec une exactitude suffisante dans la pratique. Il suffit pour cela de construire la courbe résultant de l'intersection de la tangente en un point quelconque de la courbe intrados, et de la verticale qui passe par le centre de gravité de la surface correspondante; cette courbe coupera l'horizontale qui passe par l'extrémité supérieure de la clef en un point; si par ce point on mène une tangente à la courbe intrados, le point de contact sera le point de rupture. Cette méthode est générale et s'applique aux voûtes extradossées d'une manière quelconque.

Voici donc comment se déterminera pratiquement le point de rupture (*fig.* 4, planche 4) :

On mènera une série de verticales *ab*, *a'b'*, *a''b''*, on cherchera les centres de gravité des surfaces *abcd*, *a'b'cd*... et par ces centres on fera passer les verticales *m*, *m'*, *m''*...; on tracera les tangentes à l'intrados en *a*, *a'*, *a''*...; elles

couperont les verticales susdites aux points s, s', s''... que l'on réunira par un trait continu. La courbe ainsi obtenue rencontrera l'horizontale du sommet c de la clef en un point s''' par lequel on mènera la tangente $s'''a'''$ à l'intrados; le point de rupture sera en a''' et le centre de gravité de la partie supérieure de la voûte qui tend à se détacher se trouvera sur la verticale $s'''m'''$.

La seule difficulté résulte de la détermination des centres de gravité : pour cette détermination, ce qu'il y a de plus expéditif et de meilleur, suivant nous, c'est de découper dans de bon papier fort les surfaces telles que (*abcd*), figure 5, et de les suspendre à un fil par deux points différents P et Q ; on prolonge la verticale du fil et on marque au crayon les lignes Px et Qy, dont l'intersection G donne le centre de gravité. On obtient autant de vérifications que l'on veut en suspendant la surface par d'autres points. Par cette méthode on opère très-rapidement et avec une exactitude bien suffisante, ainsi que nous avons eu plus d'une fois l'occasion de le vérifier.

MM. Lamé et Clapeyron ont cherché à déterminer par l'analyse la position des joints de rupture dans les voûtes en berceau et dans les voûtes sphériques. Ce serait sortir des limites de notre cadre que de les suivre dans leurs calculs plus curieux et plus ingénieux qu'utiles.

Ainsi, ils démontrent que dans une voûte circulaire dont l'épaisseur constante est le $\frac{1}{16}$ de l'ouverture diamétrale le point de rupture est situé sur le rayon qui fait avec l'horizon un angle de 34°37'. Comme résultat pratique, il suffit de se rappeler que cet angle est d'environ 30° et que par suite le joint de rupture est situé sensiblement au même niveau que le milieu du rayon vertical, c'est-à-dire sur l'horizontale menée par le milieu de la montée.

Ces auteurs cherchent encore à déterminer les formes les plus avantageuses à donner aux intrados et extrados des voûtes; mais ils reconnaissent eux-mêmes que cette recherche n'a rien de pratique et constitue simplemen un exercice analytique.

Ce qu'il faut retenir de leur mémoire, ce sont les théorèmes que nous avons mis en évidence en les inscrivant en italiques et qui sont d'une importance capitale :

1° Si on détermine pour une voûte quelconque le point de rupture, ce point de rupture restera le même de quelque manière que la voûte se termine au delà de ce point, quelles que soient la forme et la hauteur des pieds-droits.

D'après cela, le point de rupture se trouve à la naissance dans toutes les voûtes surbaissées dont l'origine se trouve au-dessus du point de rupture déterminé pour la voûte complète.

2° Une surcharge quelconque est d'autant plus favorable à la stabilité qu'elle est plus rapprochée de la verticale passant par le point de rupture.

3° Le point de rupture est celui pour lequel la tangente à l'intrados, en ce point, vient couper l'horizontale passant par le sommet de la clef, au même point que la verticale passant par le centre de gravité de la masse tendant à se détacher.

Une question sur laquelle MM. Lamé et Clapeyron n'insistent pas dans leur mémoire, c'est la détermination des pressions à la clef et au point de rupture; ces pressions résultent cependant immédiatement de la construction qui sert à fixer le point de rupture.

Le point de rupture étant en (*ab*) et la clef en (*cd*), la voûte s'ouvre en (*ab*) et (*cd*) comme le montre la figure 6 de la planche IV et le levier *abcd* transmet au joint de rupture une pression qui passe par (*a*) et au levier de l'autre demi-voûte

une pression qui passe par le sommet de la clef (d) ; quelle que soit la direction de ces pressions, c'est leur composante normale aux joints qui seule nous intéresse au point de vue de l'écrasement des matériaux. Nous aurons les deux composantes cherchées SQ et SR en décomposant par le parallélogramme des forces le poids Sm de la masse tendant à se détacher.

Ainsi, théoriquement, les pressions tout entières se transmettraient par les seules arêtes (a) et (d) et celles-ci devraient s'écraser ; mais, en réalité, l'élasticité des matériaux entre en jeu et les pressions se répartissent sur une certaine étendue des joints. Nous reviendrons ultérieurement sur cette importante question.

Nous avons exposé en détails le travail de MM. Lamé et Clapeyron, parce qu'il donne des résultats clairs et précis, et, si le lecteur a bien voulu le parcourir avec attention, il comprendra plus facilement ce qui va suivre.

Méthode de M. Méry. — Dans un mémoire publié en 1840, M. Méry, ingénieur des ponts et chaussées, se propose de donner le moyen de vérifier la stabilité des voûtes par une construction géométrique qui dispense de tout calcul.

Et en effet il donne une construction ingénieuse et fort simple, d'une application facile, qui s'est propagée rapidement et qui est aujourd'hui d'un usage général, bien qu'elle ne conduise qu'à des résultats illusoires.

Toute la méthode de Méry est contenue dans la construction de la courbe des pressions, qu'il s'agit tout d'abord de définir.

Un joint Cc d'une voûte donnée (planche II, figure 7) reçoit de la partie qui le surmonte des pressions généralement variables d'un point à l'autre de ce joint. On ne tient pas compte de la cohésion des mortiers ou résistance à la traction, qui du reste est infiniment moindre que la résistance des matériaux à la compression, et on n'admet pas que le mortier travaille par traction ; les efforts transmis au joint Cc consistent donc uniquement en des pressions, qui peuvent être nulles en certains points du joint, mais qui ne se transforment nulle part en tensions (celles-ci ne pouvant se produire puisque dès qu'elles prennent une valeur notable elles déterminent la disjonction des points en contact). Cela prouve que toutes les forces agissant sur le joint Cc sont dirigées de haut en bas, et que par suite leur résultante ne peut sortir du joint, elle est toujours comprise entre C et c, et se place en un de ces points extrêmes lorsque la partie supérieure de la voûte ne transmet sa poussée à la partie inférieure que par une arête de voussoir.

Réciproquement, la partie inférieure de la voûte exerce sur la partie supérieure une réaction p dont le point d'application γ est compris entre C et c.

Supposons que la poussée horizontale P exercée par la seconde moitié de la voûte sur le joint vertical Bb de la clef soit appliquée en β ; le centre de gravité de la surface BbCc en g et le poids de la portion de voûte correspondante est représenté par la verticale S.

Cette portion de voûte doit se trouver en équilibre sous l'action des trois forces extérieures P,p,S qui la sollicitent. Nous connaissons S en position et en valeur absolue, nous connaissons seulement la direction de P, et nous supposons connus les points d'application β et γ de P et de p.

Prolongeant S jusqu'à l'horizontale P et joignant le point d'intersection au point γ, nous aurons la direction de p, et nous obtiendrons les valeurs de P et p en décomposant le poids S suivant le parallélogramme des forces.

Mais laissons cela de côté pour le moment et revenons à la courbe des pressions : cette courbe est le lieu des points γ, c'est-à-dire le lieu des points d'ap-

plication de la résultante des pressions qui s'exercent sur chaque plan de

La courbe des pressions est, comme nous l'avons vu plus haut, toujours comprise entre l'intrados et l'extrados, et, si elle venait à en sortir, c'est que l'équilibre serait impossible.

La figure 8 planche II, la représente dans une de ses positions extrêmes, elle part du sommet de l'extrados, passe à l'intrados du joint de rupture et à l'extrados A du pied-droit; la voûte se divise en quatre leviers tournant autour de leurs arêtes comme nous l'avons vu dans la théorie de MM. Lamé et Clapeyron.

Dans la figure 7, l'épaisseur de la voûte est plus que suffisante pour l'équilibre mathématique et la courbe des pressions, bien que se rapprochant plus ou moins des points B, c, A ne les touche pas. Dans ce cas, dit M. Méry, la courbe des pressions est encore utile pour faire connaître les parties faibles de la voûte et donner la mesure de sa solidité; ainsi, d'abord il est évident que c'est dans les joints Bb,Cc,Aa que la maçonnerie présente le plus de chances de rupture ou d'écrasement; en second lieu, puisque la résultante des pressions que supportent les divers points de Cc est en γ, la portion $c\gamma$ de ce joint supportera au moins la moitié de la pression totale. Il faut donc, pour que la voûte soit solide, que $c\gamma$ soit assez grand, eu égard à la nature des matériaux, pour supporter au moins la moitié de la pression totale sur le joint considéré; il faut pareillement que les épaisseurs Bβ, Aα soient assez grandes pour supporter respectivement les demi-pressions totales des joints Bb, Aa.

On admet que sur un joint donné Cc la résultante des pressions est dirigée suivant la tangente à la courbe des pressions que nous venons de tracer; le calcul montre que cela n'est vrai que si la courbe des pressions passe par le centre de gravité du joint, mais il indique en outre que cette hypothèse s'éloigne assez peu de la vérité pour qu'on puisse sans inconvénient la considérer comme vraie dans la pratique.

A la seule inspection de la courbe des pressions, on peut donc reconnaître l'inclinaison sur un joint donné de la résultante des pressions qu'il supporte. Ainsi, figure 9, la résultante des pressions sur le joint Cc fait un angle φ avec ce joint, et si cet angle φ est trop aigu, les deux parties de la voûte, accolées suivant le joint, glissent l'une sur l'autre comme le montrent les flèches.

La force qui tend à produire le glissement est la composante p cotangφ de la résultante p suivant la direction Cc.

Le glissement se produit réellement (d'après Boistard) lorsque le rapport de la force de glissement à la pression totale atteint 0,76; la limite inférieure des valeurs admissibles pour l'angle φ résulte donc de l'équation

$$\text{cotang } \varphi = 0{,}76, \text{ ce qui donne } \varphi = 37^\circ \text{ environ.}$$

Perronet indique une valeur plus forte; il a constaté que les voussoirs d'une voûte en construction commençaient à glisser sur leurs joints lorsque l'inclinaison de ceux-ci atteignait 39° à 40°, ce qui porterait le rapport précédent ou la valeur de cotang φ à 0,81.

Dans la figure 9, c'est sur le joint C$'c'$ que le glissement semble le plus à craindre et c'est là qu'il faudra examiner la valeur de l'angle φ; si elle est inférieure à 40°, la solidité du pied-droit sera fort douteuse.

Au contact des naissances et du sol naturel, le glissement est quelquefois à craindre, et la possibilité de le voir se produire doit toujours être présente à l'esprit du constructeur.

Tracé de la courbe des pressions. — La connaissance de la courbe des pressions serait donc fort avantageuse.

Malheureusement, elle est indéterminée.

Si l'on veut la tracer, il faut au préalable se donner deux de ses points, et alors voici comment on détermine tous les autres :

1° On prend par exemple les points α et β, figure 10 planche 2, comme points d'application sur le plan de joints des naissances A*a* et sur le plan de joint de la clef B*b*. La direction de la poussée à la clef, résultant de la présence de l'autre moitié de la voûte, cette direction est horizontale par raison de symétrie, c'est la droite βX ; prenons le centre de gravité de la surface B*b*A*a* et menons la verticale SG qui passe par ce centre de gravité, elle rencontre en K l'horizontale précitée. Prenons à une échelle donnée le poids KS de la partie de voûte comprise entre les deux plans de joint A*a*, B*b* ; cette partie de voûte est en équilibre, comme nous l'avons déjà vu plusieurs fois, sous l'action des trois forces extérieures qui la sollicitent ; ces trois forces concourent donc au point K et la droite Kα est la direction de la résultante des pressions sur le joint A*a* ; décomposant le poids KS suivant la règle du parallélogramme des forces, nous trouvons que la poussée à la clef est mesurée à l'échelle par l'horizontale SR ou KP et la pression totale en α par la droite KR.

La poussée à la clef qui est une chose constante et indépendante de la position du joint A*a* est donc connue une fois pour toutes.

C'est elle qui va nous servir à trouver le point γ où la courbe des pressions coupe un joint quelconque C*c* :

Cherchons le centre de gravité de la surface B*b*C*c* et menons la verticale *sg* qui passe par ce centre de gravité ; elle rencontre l'horizontale βX, direction de la poussée à la clef, en un point *k* à partir duquel nous prenons à l'échelle la droite *ks*, représentant le poids de la portion de voûte B*b*C*c* ; cette portion de voûte est en équilibre sous l'action de son poids *ks*, de la poussée à la clef *kp* et de la réaction inconnue exercée dans le plan de joint C*c*. Cette réaction n'est autre que la diagonale *kr* du parallélogramme construit sur *ks* et *kp*, laquelle coupe le plan de joint C*c* au point cherché γ, qui appartient à la courbe des pressions.

On trouvera par cette construction géométrique simple autant de points que l'on voudra de la courbe des pressions, qui se trouve ainsi complétement déterminée.

2° On peut ne pas connaître la poussée à la clef βX, et n'avoir pour données que les centres des pressions α et γ sur les plans de joint A*a* et B*b*. Remarquons alors que si nous menons l'horizontale qui passe par α et que nous supposions connues les directions *kt* et Kα, nous aurons deux groupes de triangles semblables *tmk* et *rsk*, αMK et RSK dans lesquels existent les rapports

$$\frac{mt}{rs}=\frac{mk}{ks},\quad \frac{\mathrm{M}\alpha}{\mathrm{RS}\ \text{ou}\ rs}=\frac{\mathrm{MK}\ \text{ou}\ mk}{\mathrm{KS}}.$$

Divisant ces rapports l'un par l'autre, il vient :

$$\frac{mt}{\mathrm{M}\alpha}=\frac{\mathrm{KS}}{ks}\quad \text{ou}\quad mt=\mathrm{M}\alpha\frac{\mathrm{KS}}{ks}$$

équation qui détermine *mt*, puisque Mα est connu et que KS et *ks* sont des quantités proportionnelles aux poids des parties de voûte B*b* A*a* et B*b*C*c*.

Connaissant le point *t*, on joint *t*γ, qui coupe la verticale *ms* au point *k* ; on

mène l'horizontale kX qui donne le centre de pression à la clef β, ainsi que la valeur de la poussée horizontale qui résulte immédiatement du parallélogramme des forces, et l'on continue comme précédemment la construction des autres points de la courbe des pressions.

Application de la courbe des pressions. — 1° M. Méry commence par faire l'application de la courbe des pressions à une voûte idéale construite en matériaux infiniment résistants.

Dans ces conditions, la stabilité est assurée pourvu que la courbe des pressions reste toujours comprise entre l'intrados et l'extrados, et cette courbe peut sans inconvénient se rapprocher autant qu'on le voudra des extrémités des voussoirs et même se confondre avec elles ; la résistance de la pierre étant infinie, la répartition des pressions peut être quelconque, elles peuvent même se trouver condensées en un seul point d'un voussoir.

Cherchons les positions extrêmes de la courbe des pressions. Elles sont représentées sur la figure 11, planche II.

Celle qui a la plus grande flèche et la plus petite corde touche nécessairement l'extrados à la clef et l'intrados près des naissances. A ce maximum de flèche correspond le minimum de poussée à la clef; en effet le moment de résistance que la partie inférieure de la voûte oppose au renversement est constant, donc il en est de même du moment de la poussée à la clef par rapport à l'arête de rotation; ce moment est le produit de la poussée par son bras de levier qui n'est autre que la flèche de la courbe des pressions. Lorsque cette flèche est maxima, la poussée est minima.

L'autre limite des courbes des pressions est celle qui possède le minimum de flèche et le maximum d'ouverture ; elle touche l'intrados à la clef, et l'extrados aux naissances, et, pour les raisons développées ci-dessus, elle correspond au maximum de la poussée.

Entre ces deux courbes extrêmes s'en trouvent une infinité d'autres donnant pour la poussée des valeurs intermédiaires. L'une quelconque d'entre elles peut se réaliser sans que la stabilité de la construction soit compromise.

Dans le cas de matériaux infiniment résistants, on n'a donc à adopter qu'une épaiseur suffisante pour que l'équation d'équilibre entre les quatre leviers mobiles, dont la voûte est censée composée, soit satisfaite. Alors, la courbe des pressions passe à l'extrados à la clef, à l'intrados au joint de rupture, et à l'extrados aux naissances, elle est parfaitement déterminée, et il n'y en a qu'une qui puisse se réaliser.

D'après cela, veut-on déterminer l'épaisseur qu'il suffit de donner à une voûte en berceau, pour qu'elle soit simplement en équilibre, indépendament de la résistance des matériaux, on y arrivera facilement de la manière suivante :

On admettra que la courbe des pressions passe à l'extrados à la clef, et à l'extrados aux naissances des pieds-droits ; cela donne deux de ses points, ce qui suffit, comme nous savons, pour la construire entièrement. L'ayant construite, nous voyons si elle coupe l'intrados, dans ce cas, c'est que l'épaisseur de la voûte est trop faible, ou si elle reste toujours au delà de l'intrados; dans ce cas, c'est que l'épaisseur de la voûte est trop forte. Après quelques tâtonnements, nous arriverons à trouver pour la voûte une épaisseur telle que la courbe des pressions touche l'intrados sans le couper. Nous aurons alors obtenu la forme d'équilibre.

La connaissance de cette forme constitue déjà un renseignement précieux.

2° Mais les matériaux infiniment résistants n'existent pas dans la nature, et il

faut limiter le champ d'excursion de la courbe des pressions, de telle sorte qu'elle ne s'approche jamais de l'intrados ou de l'extrados, au point d'amener la pression élémentaire à des valeurs capables de produire l'écrasement.

En général, dit Méry, toute position de la courbe, qui exposerait les extrémités de quelques voussoirs à des pressions trop fortes, ne peut exister d'une manière permanente; car les parties trop comprimées céderaient bientôt, et la courbe changerait de forme aussitôt. Elle ne peut donc jamais atteindre l'extrémité des voussoirs, et elle s'en éloignera d'autant plus que les matériaux seront plus mous. Par conséquent, elle sera resserrée dans des limites plus rapprochées que celles que nous avons considérées jusqu'à présent. Ce sont ces limites qu'il faut d'abord déterminer.

Voici comment on a l'habitude de procéder à cet effet :

Considérons un joint Bb dans le voisinage de la clef (figure 7, planche IV), il tend à s'ouvrir à l'intrados, et la pression maxima règne en B à l'extrados. On admet que la presssion est nulle à l'intrados en (b), et qu'elle va en s'accroissant en progression arithmétique de l'intrados du joint à l'extrados, de sorte que, si l'on représente par BN la pression p en B et que l'on construise le triangle BNb, la pression en un point M du joint, sera mesurée par l'ordonnée MR de ce triangle; la résultante des pressions, passera donc au centre de gravité du triangle en question et aura son point d'application en β, au tiers du joint, à partir de l'extrados. Cette résultante est égale à la somme des produits des pressions élémentaires par les surfaces élémentaires à laquelle ces pressions s'appliquent; elle est donc mesurée par l'aire du triangle BNb, dans lequel le côté BN est égal à la pression p.

Si donc on appelle P la pression totale, on aura :

$$P=\frac{1}{2}\,Bb.BN=\frac{1}{2}.\,3B\beta'.\,p,$$

d'où l'on tire :

$$p.\,B\beta'=\frac{2}{3}P.$$

Ceci posé, Méry admet que la pression maxima p s'exerce sur toute la surface Bβ', ce qui n'est pas vrai, puisque la pression diminue à partir de l'extrados; mais en faisant cette hypothèse on aggrave les conditions de la réalité, donc on est plus assuré encore de la stabilité. La pression totale supportée par la surface Bβ, est donc pBβ quantité égale à $\frac{2}{3}$P, d'après l'équation précédente.

Ainsi la poussée totale étant déterminée à la clef, il faut que le tiers de la surface de joint soit capable de résister aux $\frac{2}{3}$ de cette poussée.

C'est le cas limite admis par Méry, qui ne suppose pas que le joint puisse s'ouvrir complétement, et la pression se transmettre par la seule arête d'extrados. Généralement même, la pression ne sera pas nulle en b, elle aura une valeur mesurée par bn (figure 8, planche IV), et la résultante des pressions, mesurée par l'aire du trapèze BNbn, passera par le centre de gravité G de ce trapèze, et aura son point d'application sur le joint, en un point β situé entre le tiers et le milieu O du joint, à partir de l'extrados.

Lorsque β arrive à sa limite O, c'est que les pressions sont uniformément réparties sur toute la surface de joint, qui est partout également comprimée, le trapèze considéré plus haut est devenu un rectangle.

Mais revenons à la détermination de l'épaisseur à donner à une voûte (figure 9, planche IV).

Nous prenons deux points arbitraires de la courbe des pressions, l'un à la clef, au tiers du joint, à partir de l'extrados, et l'autre au point de rupture au tiers de ce joint, à partir de l'intrados; ces deux points nous suffisent, comme nous l'avons vu, pour déterminer la poussée à la clef P, la pression totale sur le joint de rupture R, et la courbe des pressions.

Considérons un joint quelconque Cc, la courbe des pressions le rencontre en γ, en un point distant de l'intrados d'une longueur $c\gamma$. Méry pose en principe que la surface correspondant à cette longueur, doit pouvoir résister aux deux tiers de la pression totale exercée sur le joint.

Lorsque la surface $c\gamma$ est trop faible pour qu'il en soit ainsi, il convient de modifier, soit le profil de la courbe, soit la surcharge.

L'usage de la courbe des pressions est donc bien simple; cependant, comme il est fort répandu, nous allons en donner une application.

Application.—Soit une voûte elliptique représentée par la figure 10, planche IV; on la divise par groupes de deux voussoirs, par exemple, car il serait trop long et peu utile de chercher le centre des pressions sur des joints trop rapprochés. A chaque groupe de voussoirs correspond une surcharge déterminée; notre figure suppose que le tympan est plein, mais il peut être évidé, et la surcharge se trouve alors irrégulièrement répartie sur la voûte.

Quoi qu'il en soit, on prend le centre de gravité G_1 du premier couple de voussoirs et de la surcharge superposée, le centre de gravité G_2 des deux premiers couples de voussoirs et de la surcharge superposée, le centre de gravité G_3 des trois premiers couples de voussoirs et de la surcharge superposée..., et le centre de gravité G de l'ensemble des neuf voussoirs compris entre la clef et le joint de rupture A*a*.

Dans la voûte qui nous occupe, comme dans les voûtes en plein cintre, on a l'habitude de placer le joint de rupture sur l'horizontale qui correspond au milieu de la montée; c'est à peu près cette position qu'il occupe dans la réalité.

Cela fait, nous plaçons le centre des pressions à la clef en β au tiers de B*b* à partir de l'extrados, et au joint de rupture en α au tiers de A*a* à partir de l'intrados; la poussée à la clef est donc dirigée suivant l'horizontale βX, la verticale du centre de gravité G, la rencontre en M, et, en joignant Mα, on a la direction de la résultante des pressions sur le joint de rupture.

Représentant à une échelle déterminée par la verticale MN, le poids de la masse de maçonnerie dont le centre de gravité est en G, et décomposant cette force par le parallélogramme des forces, nous trouvons pour la valeur de la poussée à la clef l'horizontale NP représentant à l'échelle un certain nombre de kilogrammes, et pour la valeur de la pression au joint de rupture la longueur MP.

Comme première vérification, nous prendrons les $\frac{2}{3}$ de la poussée à la clef, et nous verrons si cette pression, répartie sur le tiers du joint B*b*, ne donne pas une pression élémentaire supérieure à celle que l'on ne veut pas dépasser; cela revient à prendre le double de la poussée totale, à la répartir sur toute la surface de joint B*b*, et à voir si la pression élémentaire résultante n'est pas trop forte.

Supposons qu'on ait trouvé pour la poussée à la clef 45,000 kilogrammes, et que l'épaisseur du joint soit 0^m, 90.

Le calcul est fait pour un mètre courant du cylindre de la voûte, la surface de joint à considérer est donc de 90×100, ou de 9,000 centimètres carrés.

Le double de la poussée est.	90,000 kilog.
Qui répartis sur 9000 centimètres carrés donnent par centim. carré. . .	10 —

pression très-admissible pour de la maçonnerie ordinaire de voûte. Souvent même, avec de bons matériaux, on peut aller jusqu'à 15 kilogrammes.

Nous ferons pour le joint de rupture une vérification analogue. Construisons maintenant la courbe des pressions.

Pour avoir le point de cette courbe situé sur le joint Cc, nous menons la verticale passant par le centre de gravité G_1 jusqu'à la rencontre de l'horizontale βX en Q, nous prenons à l'échelle la longueur QR, représentant le poids de la masse de maçonnerie correspondant au centre de gravité G_1, nous menons l'horizontale RS égale à la poussée à la clef NP, et nous tirons la droite RQ qui mesure la résultante des pressions sur le point Cc, et qui coupe ce joint au point γ, lequel appartient à la courbe cherchée.

On vérifiera si ce point n'est pas trop rapproché de l'intrados ou de l'extrados, c'est-à-dire que l'on regardera si la plus petite des deux longueurs Cγ, cγ est assez grande pour supporter les deux tiers de la poussée exercée sur le joint, sans que la pression élémentaire dépasse la limite qu'on s'est fixée : on opérera de même pour tous les autres points de la courbe.

Telle est la méthode de Méry, qui a servi depuis trente ans à vérifier la stabilité de presque tous les ponts en maçonnerie qui ont été construits.

Sans doute, elle ne conduit pas à de mauvais résultats pratiques, puisque l'expérience lui a été favorable, et nous ne pensons pas que l'on doive en proscrire l'emploi. Cependant, la nouvelle méthode de Dupuit est peut-être encore plus simple ; en tous cas, elle est plus conforme aux faits de la pratique, et elle doit être préférée à la méthode de Méry.

Celle-ci réussit bien parce qu'elle conduit toujours à adopter des dimensions trop fortes. Mais, si l'on veut bien ne pas se laisser séduire par la conception ingénieuse de la courbe des pressions, on reconnaît qu'en réalité cette courbe, tracée par la méthode de Méry, est absolument hypothétique.

Pour la déterminer, il faut se donner les deux points de départ : on suppose que le joint de clef, et le joint de rupture sont pressés sur toute leur étendue et que la pression élémentaire, nulle à l'une de leurs extrémités, va croissant en progression arithmétique jusqu'à l'autre extrémité, ce qui place les centres de pression au tiers du joint à partir de l'extrados ou de l'intrados, suivant que ce joint tend à s'ouvrir à l'intrados ou à l'extrados, c'est-à-dire suivant qu'il est situé à la clef ou au joint de rupture.

Mais rien ne prouve que les choses se passeront ainsi dans la réalité, il y a une infinité d'autres combinaisons possibles, et l'on peut affirmer que celle que nous avons choisie ne se réalisera pas, puisqu'elle a contre elle une infinité de chances.

Voilà le vice de la méthode, et il est bon de le mettre en lumière.

Cependant, nous le répétons, la construction géométrique de Méry est susceptible de rendre encore de grands services, car elle est simple et accessible à tous et conduit en général à des dimensions plus que suffisantes pour la stabilité.

M. l'ingénieur Alfred Durand-Claye a cherché à donner plus de précision à la courbe de M. Méry :

« Il n'échappe à personne, dit-il, que le tracé habituel des courbes de Méry présente une sorte de vague et d'incertitude. On n'arrive à trouver une courbe d'équilibre que par tâtonnements, en prenant arbitrairement deux points pour déterminer la courbe, ou faisant varier la poussée en grandeur et en position, ce qui revient toujours à prendre au sentiment les deux conditions nécessaires pour

définir la courbe. On n'a aucune idée du degré de stabilité de la voûte puisqu'on s'arrête dès qu'une courbe d'équilibre est trouvée et que la voûte peut en comporter une infinité; l'influence de la résistance des matériaux n'est pas suffisamment mise en évidence et les parties faibles du profil sont indiquées avec un certain vague. Lorsque, pour éviter des essais successifs, on se donne *a priori* la position du joint de rupture ainsi que les points où doit passer la courbe sur ce joint et sur le sommet, il est évident qu'on tient imparfaitement compte des conditions précises du problème, et on néglige jusqu'à un certain point l'influence, cependant si essentielle, du degré de résistance des pierres dont se compose la voûte. »

M. Durand-Claye cherche à supprimer les tâtonnements et les hypothèses arbitraires : on trouvera son intéressant travail dans les annales des ponts et chaussées de l'année 1867. Nous ne pouvons l'analyser ici; du reste, il conduit à une méthode assez longue, qui n'a point passé dans la pratique.

Mémoires divers sur la théorie des voûtes. — Plusieurs mémoires fort remarquables ont paru dans ces dernières années sur la théorie des voûtes. C'est un devoir de les indiquer ici et d'en dire les principes; nous aurions voulu pouvoir les développer complètement, mais ce travail nous entraînerait trop loin, et d'ailleurs les mémoires dont il s'agit s'appuient sur l'analyse mathématique et sur des méthodes de calcul, qui ne sauraient trouver place dans un ouvrage élémentaire.

Les méthodes qu'on en a déduites, ne sont donc pas d'une application générale, et, quoique fort intéressantes au point de vue scientifique, elles demandent à être simplifiées.

ÉTUDE DE M. CARVALLO.

M. l'ingénieur des ponts et chaussées Carvallo, a inséré dans les annales des ponts et chaussées de 1853, une étude sur la stabilité des voûtes, étude qui a reçu de l'Académie des sciences un accueil favorable.

L'auteur se propose le problème suivant :

Étant donnés : l'équation de l'intrados d'une voûte cylindrique, le poids du mètre cube de la pierre à employer, la pression par centimètre carré sous laquelle cette pression s'écrase, le coefficient du frottement de la pierre sur le lit de mortier,

Déterminer l'extrados curviligne de manière à restreindre, autant que possible, le cube de la pierre employée, sous la condition qu'aucun glissement n'ait lieu et qu'en aucune des arêtes des plans de joint la pression n'excède le dixième de celle qui produit l'écrasement.

Et il trouve la solution de ce problème dans l'étude de la courbe des pressions, définie comme l'a fait Méry : si l'on considère un plan de joint, et toutes les pressions qui lui sont transmises par la portion de voûte qui le surmonte, la résultante de ces pressions coupe le plan de joint en un point dont le lieu est la courbe des pressions.

Pour faciliter les calculs, M. Carvallo décompose la voûte par des lignes verticales et non point par des normales à l'intrados; ce procédé n'est pas absolument exact, mais il s'écarte peu de la vérité et ne saurait entraîner dans des erreurs considérables. Par ce mode de décomposition des voûtes en tranches, à faces

verticales, la résultante des pressions sur l'une des faces est tangente à la courbe des pressions, ce qui n'est pas exact lorsque l'on considère les plans de joint réels, c'est-à-dire des faces inclinées sur la verticale.

M. Carvallo démontre que la courbe des pressions est au moins du second degré, qu'elle est indépendante de l'extrados de la voûte lorsque celle-ci est surmontée de tympans en maçonnerie; puis il cherche à établir l'équation de cette courbe lorsque la poussée à la clef se rapproche de l'extrados ou de l'intrados et lorsque la courbe des pressions passe par le milieu des joints. S'appuyant sur les résultats des expériences de Boistard, qui s'appliquent aux formes le plus habituellement employées dans la pratique, l'auteur dit qu'il faut dans les voûtes de pont adopter pour la courbe des pressions l'équation qu'on obtient lorsqu'on suppose que la poussée à la clef s'approche de l'extrados, et en effet il place cette poussée à la clef au tiers du joint à partir de l'extrados. Avec cette condition, on peut dans une voûte donnée déterminer la courbe des pressions tout entière et les joints de rupture; M. Carvallo a fait les calculs pour divers exemples et a donné des tables destinées à abréger le travail.

Quoi qu'il en soit, les formules de M. Carvallo, fort habilement obtenues, ne nous paraissent point conduire à des résultats pratiques plus complets que ceux auxquels on arrive par la méthode de Méry, et celle-ci conserve l'avantage de son extrême simplicité.

Mémoires de M. Yvon Villarceau. — M. Villarceau, astronome et géomètre de l'Observatoire de Paris, a repris la théorie des voûtes dans deux mémoires couronnés par l'Académie des sciences. Il traite la question par l'analyse mathématique, et son travail publié dans les mémoires des savants étrangers, n'est accessible qu'à peu de personnes.

Il se propose de modifier la forme d'intrados adoptée jusqu'ici, de manière à faire toujours passer la courbe des pressions par le centre de gravité des plans de joint : de la sorte, les pressions sont uniformément réparties, et on peut, à égalité de pression totale, réduire de beaucoup les sections, ou, inversement, à égalité de section, augmenter la pression totale, c'est-à-dire l'ouverture des voûtes.

En effet, en supposant que la poussée à la clef passe au tiers du joint, cela revient à dire que la moitié de cette poussée est répartie sur le tiers du joint, ou encore, que le joint tout entier doit être assez large pour résister à une pression uniformément répartie égale au double de la poussée.

Avec la méthode de M. Villarceau on peut donc adopter des épaisseurs à la clef moitié moindres que celles qu'on obtient avec la méthode de M. Méry, et par suite on arriverait à franchir avec des voûtes en pierre des portées considérables.

Malheureusement, on peut douter que la courbe des pressions garde dans la pratique la position si avantageuse que M. Yvon Villarceau lui assigne par la théorie; il y a une infinité de courbes de pression possibles, et on ne sait trop laquelle se réalisera après le décintrement.

Les idées de M. Villarceau demanderaient donc à être justifiées par des expériences exécutées en grand.

MÉMOIRE DE M. DE SAINT-GUILHEM.

On trouve aux Annales des ponts et chaussées de 1859, un mémoire de M. l'ingénieur en chef de Saint-Guilhem, qui a pour objet de simplifier la méthode précédente et dont nous allons exposer le principe :

On se donne simplement le profil de la voûte, et c'est de ce profil seul que dépendent les conditions d'équilibre; on suppose la voûte formée d'une infinité de voussoirs infiniment minces et perpendiculaires à l'intrados, et on fait abstraction du frottement que produiraient les voussoirs en glissant les uns sur les autres et de la résistance au glissement que ferait naître l'adhérence des mortiers.

L'auteur se propose comme M. Yvon Villarceau de faire passer la courbe de pressions au centre de gravité des voussoirs, ce qui est très-avantageux puisqu cela suppose la pression totale uniformément répartie sur les plans de joint.

M. Saint-Guilhem admet en outre que la maçonnerie des reins et la surcharge de la voûte produisent sur l'extrados le même effet qu'un liquide homogène affectant la même forme et ayant la même densité que le massif de la voûte; ce qui revient à dire que chaque élément de l'extrados éprouve une pression normale égale au poids d'une colonne de maçonnerie qui aurait pour base cet élément et pour hauteur la profondeur de l'élément au-dessous de la surface du liquide.

Partant de ces hypothèses et des formules données par Navier pour l'équilibre d'un assemblage de voussoirs dans les conditions indiquées, il calcule les coordonnées des points de la courbe d'intrados, et il donne même des tables pour faciliter les calculs, qui, néanmoins, restent encore assez compliqués bien qu'ils soient beaucoup plus simples que ceux de M. Villarceau.

La méthode de M. de Saint-Guilhem ne s'est point propagée; la complication plus ou moins grande des formules ne serait pas une raison suffisante d'une pareille négligence si l'on pouvait avoir en ces formules une confiance absolue; mais les hypothèses du point de départ s'éloignent notablement de la vérité, et bien que les résultats du calcul ne s'écartent pas trop de la pratique, on préfère en général la méthode graphique de Méry qui, elle aussi, donne des résultats en accord avec les dimensions usuelles adoptées par les constructeurs.

Cependant, un ingénieur en chef des ponts et chaussées, M. Decomble, a appliqué la méthode de M. de Saint-Guilhem à un grand nombre de ponts de chemin de fer, et il en recommande l'emploi.

Le point de départ de cette méthode est, avons-nous dit, dans les formules de Navier, dont voici la démonstration :

Formules de Navier. — Soit une demi-voûte ABMN, figure 11, planche IV, dont tous les joints des voussoirs sont normaux à la courbe d'intrados, on se propose de déterminer l'action qu'une partie de la voûte MN*mn* exerce sur l'autre partie *mn*AB, en ne tenant compte ni de la cohésion des mortiers ni de la tendance au glissement, car nous savons que le glissement sur les joints ne se produit jamais dans les voûtes usuelles qui n'éprouvent que des mouvements de rotation autour des arêtes de certains voussoirs.

La voûte considérée est soumise en chaque point à une certaine surcharge dépendant de la forme des tympans et du couronnement; cette surcharge est une force verticale bien déterminée, agissant à l'aplomb du joint (*mn*). Le caractère original de la théorie de Navier consiste à supposer au contraire que la surcharge

agit sur la voûte comme un liquide c'est-à-dire normalement aux parois du vase qui supporte ce prétendu liquide; ainsi la surcharge exercée sur le joint mn est une force F dirigée suivant ce joint et faisant avec l'horizontale AX l'angle φ. Navier rapporte cette force à l'unité de longueur et l'exprime en fonction de l'axe Am ou s de l'intrados qui sépare les naissances du joint considéré; il adopte pour axes de coordonnées l'horizontale AX et la verticale AY, appelle x et y les coordonnées du point m, ρ le rayon de courbure de l'intrados, au même point m, S la longueur de l'arc AM, moitié de l'intrados et T la valeur de la pression exercée perpendiculairement au joint mn par l'une des parties de la voûte contre l'autre. Remarquons en outre que la demi-voûte de droite exerce sur celle de gauche une poussée horizontale Q, et nous aurons tous les éléments du calcul.

Écrivons les équations d'équilibre entre : 1° la réaction T exercée par la partie de voûte inférieure sur la partie supérieure; 2° la poussée à la clef Q; 3° les forces normales, à l'intrados qui agissent de m en M; ces forces F étant rapportées à l'arc s et chacune d'elles étant appliquée à un élément ds de cet arc, leur somme serait donnée par l'intégrale de F.ds, prise de s à S.

Chacune de ces pressions élémentaires a deux composantes, l'une horizontale F. ds. cos φ et l'autre verticale F. ds. sin φ; mais, si on se rappelle que la tangente à l'intrados, c'est-à-dire la perpendiculaire à mn, fait avec les axes de coordonnées, c'est-à-dire avec l'horizontale et la verticale, des angles dont les cosinus sont donnés par $\frac{dx}{ds}$ et $\frac{dy}{ds}$, et si on remarque que F est dirigée suivant la normale à l'intrados, on aura :

$$\cos\varphi = -\frac{dy}{ds} \quad \text{et} \quad \sin\varphi = \frac{dx}{ds},$$

relations qui nous serviront tout à l'heure.

Exprimons que la somme des projections des forces qui sollicitent le massif MN mn est nulle sur les deux axes de coordonnées, il viendra :

$$\mathrm{T}\frac{dy}{ds} = \int_s^{\mathrm{S}} ds.\mathrm{F}\ \sin\varphi \quad \text{et} \quad \mathrm{T}\frac{dx}{ds} = \mathrm{Q} + \int_s^{\mathrm{S}} ds.\mathrm{F}.\cos\varphi.$$

Différentions ces deux équations par rapport à s, elles deviennent :

$$(1) \qquad \mathrm{T}.d.\left(\frac{dy}{ds}\right) + \frac{dy}{ds}d\mathrm{T} = ds\mathrm{F}\sin\varphi \qquad \mathrm{T}d.\frac{dx}{ds} + \frac{dx}{ds}d\mathrm{T} = ds\mathrm{F}\cos\varphi.$$

Multiplions la première par $\frac{dy}{ds}$ et la seconde par $\frac{dx}{ds}$, et ajoutons les membre à membre, nous aurons :

$$(1) \qquad \mathrm{T}\left\{\frac{dy}{ds}.d.\left(\frac{dy}{ds}\right) + \frac{dx}{ds}.d\left(\frac{dx}{ds}\right)\right\} + d\mathrm{T}\left\{\left(\frac{dy}{ds}\right)^2 + \left(\frac{dx}{ds}\right)^2\right\} =$$
$$= \mathrm{F}ds\left\{\sin\varphi\frac{dy}{ds} + \cos\varphi\frac{dx}{ds}\right\},$$

mais il existe les relations suivantes :

$$\cos\varphi = -\frac{dy}{ds}, \quad \sin\varphi = \frac{dx}{ds}, \quad \sin^2\varphi + \cos^2\varphi = 1 = \left(\frac{dx}{ds}\right)^2 + \left(\frac{dy}{ds}\right)^2,$$

et en différentiant cette dernière, on obtient :

$$(2) \qquad \left\{ \frac{dx}{ds} d. \left(\frac{dx}{ds}\right) + \frac{dy}{ds} d. \left(\frac{dy}{ds}\right) \right\} = 0,$$

de sorte que l'équation (1) devient tout simplement :

$$(3) \qquad dT = 0$$

Ainsi la pression normale T exercée sur un plan de joint quelconque est constante dans toute l'étendue de la voûte.

Les équations (1) voient disparaître le second terme de leur premier membre et se réduisent à

$$(4) \qquad Td.\frac{dy}{ds} = F.ds.\sin\varphi \quad \text{et} \quad Td.\frac{dx}{ds} = F.ds.\cos\varphi.$$

Or les équations

$$\cos\varphi = -\frac{dy}{ds}, \qquad \sin\varphi = \frac{dx}{ds},$$

donnent par différentiation :

$$-\sin\varphi.d\varphi = -d.\frac{dy}{ds} \quad \text{et} \quad \cos\varphi.d\varphi = d.\frac{dx}{ds}.$$

Donc les équations (4) peuvent s'écrire l'une et l'autre

$$Td\varphi = Fds.$$

ds est l'arc d'intrados compris entre deux normales consécutives qui font entre elles l'angle $d\varphi$, par suite la limite du rapport $\frac{ds}{d\varphi}$ n'est autre que le rayon de courbure ρ, et nous arrivons finalement à l'équation simple :

$$(5) \qquad T = \rho F.$$

Certains ingénieurs se servent de cette formule pour déterminer la valeur de la poussée à la clef; nous en donnerons plus loin un exemple.

Pour le moment, nous nous arrêterons sur les considérations qu'inspirent à M. l'ingénieur Decomble les formules fondamentales de Navier :

$$(a)\ T = \text{constante} \qquad (b)\ T = \rho F$$

Ainsi, dit M. Decomble, en admettant l'hypothèse abstraite de Navier, on aurait :

« 1° Une pression constante dans toute l'étendue de la couronne (devenue ainsi un solide d'égale résistance), à la seule condition de donner à l'intrados la forme déterminée par l'équation (b) et à la voûte une épaisseur uniforme;

2° Cette pression constante serait égale au produit de la force, appliquée normalement à la courbe d'intrados en un point quelconque, par le rayon de courbure de l'intrados en ce même point; de sorte que l'équilibre exige que la force et le rayon de courbure correspondants soient toujours inversement proportionnels. »

Supposons le massif de maçonnerie arasé au plan horizontal passant au sommet de la clef, avec des tympans pleins ; la surcharge est généralement constante par mètre courant ; de sorte qu'on peut la supposer limitée à un autre plan horizontal situé au-dessus du premier à une hauteur qui dépend de l'échelle, et qui s'obtiendra en exprimant la surcharge par une hauteur de maçonnerie de même densité que celle des tympans. Désignons par (y) l'ordonnée d'un point de l'intrados au-dessous du plan horizontal supérieur ci-dessus défini ; cette ordonnée (y) mesurera la charge F transmise au point considéré, et nous admettons que cette charge agit normalement à l'intrados comme le ferait un liquide de même hauteur et de même densité.

Appelant ρ_0 et y_0 le rayon de courbure et l'ordonnée à la clef, le problème de la stabilité de la voûte sera résolue par les équations :

$$T = \text{constante} = \rho_0 y_0 = \rho y,$$

et si ε est l'épaisseur constante de la voûte, R la pression maxima que l'on veut imposer aux maçonneries par mètre carré, on aura :

$$R\varepsilon = T = \rho_0 y_0,$$

équation qui détermine l'épaisseur ε de la voûte.

Pour connaître complétement celle-ci, il faut calculer la forme de l'intrados, c'est-à-dire les valeurs successives de y et de ρ par la formule

$$(c) \qquad \rho = \frac{\rho_0 y_0}{y}$$

Exemple : on donne l'ouverture et la montée d'une voûte en anse de panier, et on demande d'en trouver l'intrados et l'épaisseur.

La surcharge uniforme est connue, on se donne approximativement l'épaisseur à la clef, de sorte que l'on connaît y_0. On fait une première hypothèse sur la valeur de ρ_0, puis on calcule une série de valeurs de ρ par la formule (c), dans laquelle on donne à y une série de valeurs rapprochées et également espacées ; sur des morceaux de papier dioptrique on trace des arcs de cercle ayant pour rayon les valeurs de ρ ainsi calculées ; puis, après avoir décrit l'arc à la clef, dont le rayon de courbure est connu en direction et hypothétiquement en vraie grandeur, on rend tangent à cet arc l'arc décrit de l'(y) le plus voisin de y_0, et ainsi de suite. Si, de la sorte, on obtenait une retombée verticale et une ouverture sensiblement égale à l'ouverture cherchée, le problème serait résolu. Dans le cas contraire, on procéderait à un nouveau tâtonnement.

On arrive ainsi assez vite à déterminer la forme de l'intrados, qui correspond à une certaine valeur ρ_0 du rayon de courbure à la clef, et l'on détermine l'épaisseur constante ε de la voûte par la formule $R\varepsilon = \rho_0 y_0$, de sorte que le problème est entièrement résolu.

M. Decomble affirme s'être toujours bien trouvé de l'emploi de cette méthode simple : il va sans dire qu'une fois la forme d'intrados obtenue d'une manière approximative, on lui substitue une anse de panier ne possédant qu'un nombre réduit de centres.

La formule $\rho y =$ constante nous montre que, théoriquement, la forme d'intrados ne peut jamais être un plein cintre ; en effet, pour que ρ soit constant, il faut qu'y le soit, ce qui est impossible, puisque la différence entre l'ordonnée extrême et l'ordonnée à la clef est toujours égale à la montée.

C'est seulement lorsque la voûte est très-surbaissée ou la surcharge infinie qu'on peut admettre pour ρ une valeur constante et adopter un arc de cercle. Dans les autres cas, on obtient des anses de panier.

La formule $\epsilon R = \rho y$ apprend que pour une valeur constante de ρ et y, ϵ doit varier en raison inverse de R; il faut donc donner d'autant moins d'épaisseur à la voûte que les matériaux sont plus résistants. Si on augmente ϵ en conservant les mêmes matériaux, on diminue le travail desdits matériaux mais on n'augmente pas la stabilité de la voûte.

La forme de l'intrados varie avec la charge, mais non avec la résistance des matériaux : celle-ci n'influe que sur l'épaisseur de la voûte.

De la formule $\rho y =$ constante il faut conclure que ρ diminue de la clef aux naissances, c'est-à-dire qu'on a toujours la forme d'une anse de panier ou d'une calotte d'anse de panier.

Entre toutes les voûtes de même ouverture et de même charge, c'est le plein cintre qui exige le moins d'épaisseur, puisque c'est lui qui a le moindre rayon à la clef, c'est-à-dire qui donne pour le produit $\rho_0 y_0$ la valeur maxima.

Toutes les arches de même rayon à la clef doivent recevoir, tout égal d'ailleurs, même épaisseur.

Tels sont les résultats que l'on tire de la théorie de Navier; on voit qu'ils n'ont rien que de logique; il est vrai que le point de départ est hypothétique, mais les autres théories admettent aussi des hypothèses.

Celle de Navier paraît cependant de prime abord plus difficilement admissible, et c'est sans doute la raison pour laquelle sa méthode ne s'est guère propagée.

Méthode simple pour calculer la poussée à la clef d'une voûte. — Dans cette théorie de Navier, le seul résultat qui soit vraiment resté dans la pratique usuelle, c'est la formule très-simple qui permet de calculer la poussée à la clef d'une voûte quelconque.

La formule $T = \rho F$ se traduit en effet, en langage vulgaire, par l'énoncé suivant :

La poussée horizontale à la clef d'une voûte est mesurée par le produit du rayon de courbure au sommet de l'intrados et de la charge verticale transmise à l'intrados sur une longueur de un mètre au voisinage de la clef.

Exemple : soit une voûte de 1 mètre d'épaisseur à la clef, avec une surcharge dont le poids représente une hauteur de maçonnerie de $1^m,50$; cela fait une hauteur totale de $2^m,50$ de maçonnerie au-dessus de l'intrados à la clef, et, pour un mètre courant de voûte, avec des matériaux dont la densité est de 2,500 kilogrammes, il en résulte une charge verticale

$$p = 2500 \times 2,5 = 6250 \text{ kilogrammes.}$$

D'autre part, le rayon R de l'intrados à la clef est de 15 mètres.

La poussée horizontale Q sera donnée par

$$Q = p.R = 6250 \times 15 = 93750 \text{ kilogrammes.}$$

La voûte, ayant un mètre d'épaisseur à la clef, présente par mètre courant 10,000 centimètres carrés; en admettant que la pression se répartisse uniformément, il en résulterait une force de

$$9^k,37 \text{ par centimètre carré.}$$

Valeur généralement admissible dans la pratique.

Si l'on trouvait une valeur trop forte, il faudrait augmenter l'épaisseur à la clef et inversement.

MÉTHODES DE MM. DROUETS ET SCHEFFLER.

Dans un mémoire fort intéressant, inséré aux Annales des ponts et chaussées de 1865, M. l'ingénieur Drouets expose une théorie nouvelle de la stabilité des voûtes. Il commence par étudier les courbes des pressions, et il montre qu'il y a une infinité de ces courbes qui sont compatibles avec l'équilibre d'une voûte donnée. En réalité, une seule de ces courbes se produit : c'est celle-là qu'il faudrait déterminer.

« Dans la nature, dit M. Drouets, il est impossible d'admettre que la question soit indéterminée et, en fait, dans un pont existant et dont le décintrement a été exécuté, il y a, pour un état donné des surcharges et à un moment donné, une courbe de pression, et il n'y en a qu'une seule.

« D'un autre côté, lorsqu'une question n'est à priori susceptible que d'une solution, et qu'il se présente une série de solutions toutes équivalentes et indifféremment admissibles, mais qu'il y a une seule solution distincte des autres et complétement définie, il semble rationnel de penser que cette solution unique sera la solution réelle de la question ; mais pour l'admettre il faut qu'on ait pu tenir compte dans cette recherche de toutes les circonstances pouvant influer sur le résultat. Or c'est précisément ce que nous ne pouvons faire pour la théorie des voûtes, dont certains ordres de phénomènes échappent encore à une appréciation exacte. Ainsi, rien ne prouve que la courbe réelle, à laquelle conduirait la considération complétement exacte de toutes les forces agissant sur la voûte, serait identique à celle unique et seule définie à laquelle nous arrivons, en ne tenant compte que d'une partie des circonstances et des actions produites sur la voûte.

Cette courbe de pression la plus favorable satisfait au principe métaphysique de la moindre action, car c'est de tous les systèmes d'équilibre possibles, celui qui assure cet équilibre en exigeant des matériaux le moindre effort possible, et en développant les forces réactrices moléculaires dans la mesure nécessaire, mais la moindre possible. »

Ainsi, M. Drouets trouve une justification de sa méthode dans ce fait qu'elle vérifie le principe de moindre action, que certains métaphysiciens considèrent comme un axiome. Malheureusement, ce principe de la moindre action peut paraître douteux, surtout lorsqu'on l'applique à un phénomène purement mécanique comme celui de la stabilité des voûtes et des mouvements que ces voûtes subissent au décintrement.

Nous avons déjà rencontré le principe de la moindre action lorsque, dans le Traité des routes, nous avons parlé d'un mémoire de M. l'ingénieur en chef Dumas, qui s'exprime ainsi : « On sait très-bien que tout être, tout objet accomplit sa destinée avec le moindre développement de force ; c'est le principe éternel de la moindre action. »

Il n'est pas nouveau, puisque le mémoire de M. Dumas remonte à 1840, mais il a été repris avec un certain éclat dans ces dernières années par le docteur Scheffler, qui en fait la base d'un traité de la stabilité des constructions, lequel a été traduit par M. Victor Fournié, ingénieur des ponts et chaussées.

Nous renvoyons le lecteur à l'ouvrage de M. Fournié ; cet ouvrage est simple et accessible à tous, et donne les moyens de calculer les voûtes et les assemblages de voûtes.

Mais on est forcé d'admettre d'abord le principe de la moindre action, qu'on ne saurait considérer comme un axiome, c'est-à-dire comme une vérité s'imposant à l'esprit le plus sceptique.

C'est pourquoi nous ne pouvons recommander de recourir à la méthode de Scheffler, bien qu'elle donne une solution complète du problème des voûtes.

MÉTHODE DE M. DUPUIT.

M. Dupuit a laissé un traité posthume de la théorie des voûtes, qui vient d'être publié récemment par MM. Mahyer et Vaudrey, ingénieurs en chef des ponts et chaussées. Cet ouvrage est composé avec la simplicité et le sens pratique qui caractérisent les travaux du savant ingénieur, dans lesquels on voit toujours marcher de front le raisonnement et l'expérience.

Il est impossible de ne point donner ici un résumé de cette théorie nouvelle.

Considérations générales sur les massifs de maçonnerie. « Un massif de maçonnerie pouvant, dit M. Dupuit, se diviser facilement suivant certaines surfaces, il ne suffit pas, pour qu'il soit en équilibre, que, en le considérant comme monolithe, les forces qui lui sont appliquées aient une résultante nulle ; il faut encore qu'elles n'en puissent écraser ou détacher une partie quelconque. Dans sa généralité, le problème semble donc exiger des recherches et des calculs très-nombreux pour s'assurer de l'équilibre de chacun des petits solides dont le massif est composé ; cependant, en réalité, ce problème se simplifie beaucoup à cause de la position, de la forme peu différente de chacun de ces solides, qui donnent la faculté de leur appliquer des méthodes de recherche communes et même de les lier entre elles par des formules et des courbes qui permettent de ne s'occuper spécialement que de quelques-uns d'entre eux et d'étendre aux autres les résultats trouvés sans aucun travail nouveau. »

Il faut bien faire attention qu'on ne peut pas toujours considérer comme un monolithe tout ou partie d'un massif de maçonnerie ; ce massif n'est pas homogène, et lorsqu'on veut en calculer la déformation, il faut calculer l'effet de chacune des forces suivant son point d'application. Ce n'est que lorsqu'on considère le mouvement général possible du massif entier qu'il est permis de composer toutes les forces qui le sollicitent. Ainsi, un massif pressé par deux forces égales et opposées est en équilibre si on le considère comme monolithe incompressible, mais peut fort bien s'écraser lorsque les réactions moléculaires deviennent insuffisantes.

Un massif de maçonnerie est toujours divisé en assises généralement planes ; si l'on considère la résultante des forces transmises à une assise, il faut que cette résultante n'ait pas une inclinaison assez forte pour vaincre le frottement, c'est-à-dire que, si on appelle φ l'angle de la force avec l'assise et f le coefficient de frottement, on devra avoir

$$\text{tang}\ \varphi > f.$$

Dans la pratique, on connaît toujours les plans suivant lesquels la rupture peut

se produire dans un massif, ce sont les lits de mortier; leurs directions indiquent celles suivant lesquelles on doit s'assurer de la stabilité.

La courbe des pressions est, comme nous l'avons déjà dit plusieurs fois, le lieu du point d'application de la résultante des pressions sur les plans de joints considérés.

Ainsi (figure 12, planche IV), soit une demi-voûte, sollicitée à à la clef par une force horizontale Q; proposons-nous de déterminer la courbe des pressions. Au-dessus du joint *st*, les forces qui agissent sont le poids *rn* appliqué au centre de gravité du massif et la force horizontale Q; leur résultante est *rm*, et le point *m* appartient à la courbe des pressions.

Prenons pour axes de coordonnées les droits OX et OY; appelons x, y les coordonnées du point m; ξ l'abscisse du centre de gravité, c'est-à-dire la longueur O*r*; p le poids du massif au-dessus du joint considéré, ou mieux la résultante de toutes les forces verticales qui agissent sur le massif;

L'inclinaison du coefficient angulaire de la résultante *rm* est $\frac{p}{Q}$.

Cette résultante passe par les points dont les abscisses sont x et ξ et les ordonnées y et zéro, elle a donc pour équation :

$$y=\frac{p}{Q}(x-\xi) \tag{1}$$

D'un autre côté, l'équation de la ligne droite qui représente le joint *st*, sera de la forme

$$y=\alpha x+f(\alpha) \tag{2}$$

Le mode de génération de cette droite est connu; elle ne dépend que d'un coefficient indéterminé, son inclinaison; c'est ce qu'il est facile de vérifier sur toutes les courbes usuelles. De même, le poids du massif supérieur au joint et l'abscisse de son centre de gravité sont des fonctions de l'inclinaison (α) de la ligne du joint. Ainsi, l'équation (1) ne renferme en réalité qu'une indéterminée α; si on élimine α entre les équations (1) et (2), on obtiendra une équation en x et y, qui sera vérifiée par les coordonnées du point m, puisque ce point m résulte de l'intersection des deux droites (1) et (2); cette équation représentera donc la courbe des pressions.

En différentiant l'équation (1), dans laquelle il suppose que p et ξ sont représentés par des fonctions de x et non plus de α, l'auteur trouve l'expression $\frac{dy}{dx}$ c'est-à-dire le coefficient angulaire de la tangente à la courbe des pressions, et il démontre que cette tangente coïncide avec la résultante des pressions passant au même point, pourvu que les joints soient verticaux. Alors, la courbe des pressions ressemble absolument à une chaînette renversée, c'est-à-dire à la figure que prend un cordage pesant fixé à ses deux extrémités.

Il faut bien remarquer que la courbe des pressions est une conception géométrique; elle dépend essentiellement, toutes choses égales d'ailleurs, du système de joints adopté. Lorsque celui-ci change, les centres de gravité et les poids des massifs superposés à chaque assise changent aussi; il en est de même de la résultante et de la courbe des pressions. Mais, dans la pratique des voûtes, la direction des joints est toujours normale à l'intrados, et la construction géométrique,

que nous avons déjà développée plusieurs fois, ne donne qu'une courbe de pression, lorsqu'on connaît en grandeur et en position la poussée à la clef.

Connaissant les forces extérieures qui agissent sur un massif, en les composant avec le poids des assisses successives, on pourra toujours, par une construction géométrique simple, tracer la courbe des pressions statiques.

Si cette courbe ne sort pas du massif, c'est qu'il est en équilibre en tant que monolithe, et il ne reste plus qu'à examiner sur chaque assise si la pression totale n'est pas susceptible de déterminer l'écrasement des matériaux.

Si la courbe sort du massif, l'équilibre est impossible, il y aura renversement du massif; il faut donc en changer la forme, et la courbe des pressions elle-même indique bien nettement les parties faibles et montre d'une manière suffisante en quels points il convient d'ajouter ou de retrancher de la matière. Il est à remarquer que, lorsque la courbe des pressions sort du massif, elle ne représente plus rien, au point de vue des résultantes des pressions, puisque celles-ci ne peuvent sortir des joints; elle n'a plus de valeur que comme construction géométrique indiquant dans quel sens la déformation du massif va se produire.

Stabilité des voûtes. — La première condition de la stabilité des voûtes, c'est d'être en équilibre statique; c'est donc le premier point à rechercher et c'est celui-là qu'ont traité MM. Lamé et Clapeyron. La première chose à faire lorsqu'on veut construire une voûte de dimensions données, c'est de voir si elle est en équilibre; puis, on se rendra compte de l'intensité des pressions sur les joints et on reconnaîtra si l'écrasement n'est pas à craindre eu égard à la résistance propre des matériaux mis en œuvre.

Une voûte se construit sur un cintre dont la réaction en chaque point annule l'effet de la pesanteur; ainsi, il n'y a pas de poussée à la clef dans une voûte sur cintre. Lors du décintrement, il faut qu'il se développe des réactions moléculaires en remplacement des réactions du cintre, et c'est alors qu'apparaît la poussée à la clef, qui va sans cesse en augmentant à mesure que le cintre descend, depuis zéro jusqu'à la valeur nécessaire pour que le massif soit en équilibre. A cause de la force vive acquise par la voûte dans sa chute, elle descend au-dessous de la position d'équilibre, mais elle ne tarde pas à s'y fixer après quelques oscillations. De même, la poussée à la clef peut dépasser plus ou moins l'intensité nécessaire à l'équilibre, mais, après quelques oscillations au delà et en deçà de cette intensité, elle ne tarde pas à s'y fixer.

En ayant recours à un décintrement très-lent, on arrivera presque à anéantir les oscillations et on sera certain que la poussée à la clef ne dépassera pas la valeur nécessaire à l'équilibre statique.

Pour faire saisir ce qui se passe lors du décintrement, M. Dupuit donne un exemple simple que nous lui empruntons :

Soit une voûte (figure 1, planche VI) comprise entre deux lignes droites parallèles AC, BD; lorsque cette voûte est sur cintre, les deux parties accolées suivant la clef AB n'exercent aucune poussée l'une sur l'autre; la composante du poids de la voûte, normale à BD, est supportée par le cintre, et la composante parallèle est transmise à la base CD.

Dès que le cintre descend, la demi-voûte en fait autant, tout son poids est transmis au sol en CD, et la demi-voûte de droite exerce sur celle de gauche une certaine poussée Q, qui est horizontale à cause de la symétrie, et qui est appliquée en un point *m* du joint de clef AB.

Le centre de gravité de la voûte est en *g*; prolongeons-en la verticale jusqu'à la rencontre de l'horizontale Q; prenons à une échelle donnée la longueur *g'q* égale

à Q et la longueur $g'p$ égale au poids P de la demi-voûte, et construisons leur résultante $g'p'$ par le parallélogramme des forces. Cette résultante a son point d'application en R sur la naissance CD de la demi-voûte, et le point R appartient à la courbe des pressions. De même, si l'on veut le point de la courbe correspondant au joint ts, on composera le poids du massif ts AB avec la force Q, et la résultante donnera le point t'. On construira donc facilement la courbe des pressions mt'R.

Pour que la voûte soit en équilibre statique sur le plan CD, c'est-à-dire pour qu'elle ne tende pas à être renversée, il faut que le point R soit compris entre D et C; or l'équilibre entre les trois forces P, Q et $g'p'$ s'exprime en disant que la somme de leurs moments par rapport au point R est nulle, ce qui se traduit par l'équation :

$$Q.mO = P.RG, \qquad \text{d'où} \qquad Q = \frac{P.RG}{mO}$$

mais mO peut varier de AO à BO, et RG peut varier de DG à CG; donc la valeur de Q est comprise entre

$$\frac{P.DG}{AO} \quad \text{et} \quad \frac{P.CG}{BO},$$

et par suite on ne peut déterminer exactement cette valeur de Q quand l'étendue des joints à la clef et aux naissances ne se réduit pas à un point.

D'ordinaire, on se donne le point m, et par suite la direction horizontale mq, sur laquelle on projette le centre de gravité de la demi-voûte; on prend à l'échelle le poids P ou $g'p$; on se donne aussi le point R, et on joint Rg'; l'horizontale pp' donne la valeur constante de Q et permet de construire la courbe des pressions en son entier.

C'est le système de Méry, que nous avons longuement développé.

Supposons donc que nous connaissons les points d'application m et R, ou mieux que les contacts à la clef et aux naissances se réduisent à un point, nous construirons la courbe des pressions mt'R, qui sort de la voûte sur la majeure partie de son parcours; donc l'équilibre de cette voûte n'est pas possible, du moins avec le système adopté de joints verticaux.

Il est facile de voir que si l'on prend d'autres joints, la courbe des pressions s'écartera davantage de l'extrados, car avec le joint ts', par exemple, on enlève à la résistance le massif triangulaire tss'.

Ainsi l'équilibre n'est pas possible parce que la courbe n'est pas tout entière à l'intérieur de la voûte; mais, cette condition fût-elle réalisée, il pourrait encore y avoir effondrement si la courbe des pressions rencontrait trop obliquement les plans de joint; il faut que l'obliquité φ soit supérieure à l'angle de frottement, lequel est d'environ 35° dans la bonne maçonnerie ordinaire.

La voûte de la figure 1 périra donc, quel que soit le système de joints adopté; elle ne pourrait résister que si elle était monolithe homogène, parce qu'alors elle résisterait comme une pièce métallique; il se produirait à la fois des compressions et des extensions comparables, tandis qu'on ne tient jamais compte de la résistance des maçonneries à l'extension.

Si l'on veut arriver à l'équilibre avec cette forme de voûte, il faut donc en augmenter l'épaisseur et la limiter par exemple à l'extrados A''C''; cela aura pour effet de modifier la courbe des pressions que l'on construira de nouveau en admettant des joints verticaux; puis on modifiera la direction de ces joints de ma-

nière à ce qu'ils soient toujours normaux à la courbe des pressions, afin d'éviter les glissements. Il est vrai qu'en modifiant ainsi la direction des joints, on change encore la courbe des pressions et qu'il faudrait procéder à une nouvelle approximation par la règle dite des fausses positions; mais, dans la pratique, l'épaisseur des voûtes est faible relativement à leur ouverture, et, si on fait varier la direction des joints dans une certaine mesure, on change la courbe des pressions d'une manière peu sensible; donc, les corrections successives sont sans utilité.

La forme rectiligne adoptée pour l'intrados et l'extrados de la voûte qui nous occupe est très-défavorable à la résistance; en la modifiant, comme nous l'allons voir, il est facile de construire avec la même largeur pour les joints une voûte stable.

Remarquons, en effet, que les résultantes des pressions, et par suite la courbe elle-même, ne changent pas si on remonte parallèlement à eux-mêmes d'une quantité quelconque les éléments de la voûte compris entre deux joints verticaux *st*; en effet, ce transport des éléments ne modifie pas la verticale du centre de gravité ni le poids total.

Ceci posé, relevons le joint *st* en ($a'b'$) de manière que son milieu *m* soit précisément sur la courbe des pressions, et faisons-en autant pour tous les joints, nous constituerons une voûte A'B'C'D' pour laquelle la courbe des pressions passera toujours au milieu des joints; dans chaque joint, la résultante des pressions sera à égale distance de l'intrados et de l'extrados et on pourra admettre qu'elle résulte d'une pression uniformément répartie; on pourra donc adopter pour l'épaisseur juste celle qui convient à la résistance propre des matériaux.

Nous arrivons ainsi, par une simple considération géométrique, à la solution du problème que M. Yvon Villarceau a traité par l'analyse.

L'inconvénient de cette métamorphose des courbes d'intrados et d'extrados est de conduire à des formes inadmissibles dans la pratique, c'est pourquoi on n'y a pas recours; cependant, il serait possible de substituer aux courbes telles que B'*b*'D' une série d'arcs de cercle se raccordant tangentiellement et dont l'ensemble s'éloignerait très-peu de la courbe réelle. Peut-être en architecture pourrait-on tirer parti de cette manière de faire.

Lorsqu'on veut modifier la position de la courbe des pressions d'une voûte parce qu'on trouve que cette courbe s'approche trop de l'intrados ou de l'extrados, ce qui fait craindre des épaufrures, on peut arriver à son but au moyen de surcharges ou d'évidements convenablement disposés. Nous avons déjà dit que la courbe des pressions renversée n'est autre qu'une chaînette, qui serait donnée par une chaîne flexible à laquelle les voussoirs verticaux seraient suspendus. Or, si on ajoute ou si on retranche un poids en un point d'une pareille chaîne, on force ce point à s'abaisser ou à se relever; de même, pour la courbe des pressions, une surcharge la rapprochera de l'extrados, un évidement la rapprochera de l'intrados.

Cette règle simple est précieuse dans la pratique; elle indique au constructeur en quels points il doit reporter la surcharge des tympans, en quels points il doit les évider.

Les constructions et les calculs précédents sont très-nets et très-précis, mais il ne faut pas oublier que le point de départ en est arbitraire, et qu'il faut avant tout se donner deux des points de la courbe des pressions, car, dans la pratique, les contacts à la clef et aux naissances ont toujours une étendue finie, et l'on ne sait qu'une chose, c'est que le point d'application de la résultante est compris dans cette étendue.

Il y a donc indétermination, et, cependant, il est bien évident que dans chaque cas il n'y a qu'une courbe de pression qui se réalise.

Nous avons vu comment Méry avait fait cesser l'indétermination, en supposant que la courbe des pressions passe à la clef au tiers du joint, à partir de l'extrados, et au joint de rupture au tiers, à partir de l'intrados. C'est une pure hypothèse que rien ne vérifie.

Pour déterminer la courbe des pressions, il faut voir ce qui se passe au décintrement : nous montrerons, dit M. Dupuit, que, dans ce qui se passe au décintrement, il y a quelque chose de certain, de fixe, qui ne dépend que du profil de la voûte, puis quelque chose d'incertain qui dépend de la nature des matériaux et du mode de construction.

Etudions la voûte de la figure 2, planche VI; cette voûte a pour intrados BD, pour extrados AU, et pour pied-droit DTSU.

Prenons-la au moment où elle repose sur le cintre, il n'y a pas de poussée à la clef, et la courbe des pressions est representée par la ligne brisée IFPZ ; cette courbe est le lieu des points de rencontre des verticales des centres de gravité des massifs successifs avec les plans de joint qui les limitent : la construction en est nettement indiquée par le point P.

Dès qu'on aura à la clef une poussée si petite qu'elle soit, le parallélogramme des forces interviendra pour fournir les résultantes; celles-ci s'écarteront de plus en plus de la verticale, et tous les points tels que P remonteront. Ainsi, toutes les courbes de pression susceptibles de se produire à mesure que la poussée à la clef augmente, sont entièrement situées au-dessus de la courbe IFPZ, limite inférieure bien facile à construire.

Cette courbe limite va nous fournir un précieux renseignement, à savoir la position du point de l'intrados autour duquel la rotation de la partie supérieure de la voûte va se produire pendant le décintrement.

Prenons comme axes de coordonnées la verticale AO et l'horizontale menée par le point A ; appelons q la poussée à la clef qui, appliquée en A, établirait l'équilibre du massif par rapport à un point quelconque x, y de l'intrados ; soit p le poids du massif superposé au joint qui passe par le point d'intrados, et x' l'abscisse de son centre de gravité, c'est-à-dire la distance qui sépare l'axe de la voûte AO de la verticale du centre de gravité ; le théorème des moments donne pour l'équilibre :

$$qy = p(x - x'), \quad \text{d'où} \quad (1) \; q = \frac{p(x - x')}{y};$$

Si l'on détermine la valeur de q pour chaque plan de joint, celui pour lequel la valeur de q sera maxima, déterminera le point de l'intrados autour duquel la rotation se produira ; en effet, c'est autour de ce point que la rotation est le plus facile, puisque, pour empêcher cette rotation, il faut développer le plus grand effort de poussée.

La détermination du point de rotation revient donc à celle du maximum de l'expression : $\frac{p(x - x')}{y}$. Appelons d la densité de la maçonnerie, et l la dimension horizontale moyenne de la voûte, c'est-à-dire la moyenne des longueurs horizontales interceptées entre l'extrados et l'intrados, depuis le sommet jusqu'au joint dont l'ordonnée à l'intrados est y ; le poids p du massif superposé au joint sera dly, et l'expression de (q) deviendra $dl(x - x')$.

Dans les voûtes ordinaires, on peut admettre que la dimension l est peu varia-

ble, ce qui s'écarte peu de la vérité, si on considère une série de joints situés à une certaine distance de la clef. Le maximum de la poussée q correspondra donc au maximum de $(x-x')$, c'est-à-dire au point de l'intrados qui est le plus éloigné de la verticale passant par le centre de gravité du massif superposé à ce point.

Ce point sera très-facile à déterminer lorsqu'on aura tracé, comme on l'a fait sur la figure 2, la courbe IFPZ, lieu des points de rencontre des verticales des centres de gravité avec les joints correspondants ; le point de rotation sera à très peu près le point de l'intrados le plus éloigné de la courbe précédente, c'est-à-dire, dans le cas qui nous occupe, le point D

Ainsi, lors du décintrement, toute la partie supérieure de notre voûte va tourner autour du point D ; au bout d'un moment, par cette rotation, la droite AB serait venue virtuellement en A'B', chacun de ses points étant sollicité par une accélération, ou, ce qui est la même chose, par une force proportionnelle à son déplacement AA' ou BB' ; en réalité, ce déplacement virtuel ne se produit pas, parce que la seconde demi-voûte s'y oppose, mais les forces n'en existent pas moins, et, comme elles sont proportionnelles aux déplacements virtuels tels que AA', leur résultante passe par le centre de gravité (d) du trapèze ABA'B' ; cette résultante est horizontale.

Cherchons la courbe des pressions dans la position statique, c'est-à-dire lorsque la poussée à la clef a atteint la valeur Q suffisante pour empêcher la voûte de tourner autour du point D, les points d et D appartiennent à cette courbe des pressions dDR, qui est facile à construire, comme nous l'avons vu bien des fois.

La courbe dDR est la limite supérieure des courbes de pression compatibles avec la forme de la voûte. Lorsque le décintrement va commencer, la poussée à la clef est nulle, et la courbe des pressions est en IFPZ ; si l'on procède à un décintrement lent, le sommet de la voûte s'abaisse insensiblement, la poussée à la clef q augmente jusqu'à ce qu'elle ait atteint la valeur Q nécessaire à l'équilibre ; à ce moment, puisqu'il y a équilibre, et que la voûte n'a pas de vitesse acquise, elle ne descend pas davantage et se sépare du cintre, la courbe des pressions est venue en dDR.

Dans l'intervalle, comme les valeurs de q sont inférieures à Q, les résultantes sur les joints successifs sont moins éloignées de la verticale qu'elles ne le sont lorsque la limite O est atteinte ; donc, les courbes des pressions pendant le mouvement sont toutes comprises entre dDR et IFPZ ; l'une de ces courbes est par exemple dsr, elle montre mieux que la courbe limite inférieure la position du point de rotation D.

Par suite, si l'on veut construire ce point de rotation, on peut se dispenser de la courbe limite inférieure, et construire une courbe correspondant à une valeur arbitraire q de la poussée à la clef ; on obtiendra ainsi la courbe dsr, pourvu qu'on n'ait pas choisi une valeur de q supérieure à la poussée d'équilibre Q, auquel cas on serait averti de son erreur par ce fait que la courbe des pressions serait tout entière au-dessus de l'intrados.

Ainsi, dans un décintrement lent, la courbe dynamique des pressions s'élève d'une manière continue au-dessus de la courbe statique des pressions correspondant à la voûte sur cintre, et son mouvement s'arrête lorsqu'elle a atteint la courbe statique des pressions correspondant à la voûte libre.

Avec un décintrement brusque, les résultats ne seraient plus les mêmes ; si la poussée à la clef dépasse la valeur d'équilibre Q, la courbe statique des pressions se trouve évidemment tout entière en dLR' au-dessus de la courbe d'équi-

libre; quant à la courbe dynamique des pressions, elle passe toujours et forcément par le point de rotation D, mais entre d et D, elle s'élève au-dessus de la courbe d'équilibre et se rapproche de l'extrados; elle augmente donc les pressions à l'extrados, et peut même développer un second point de rotation si elle arrive à toucher cet extrados. Dans le décintrement brusque, le joint CD tend à s'ouvrir davantage à l'extrados, parce que l'amplitude de la rotation est plus considérable. La rotation virtuelle, c'est-à-dire la chute de la voûte, s'arrêtera, lorsque le travail moléculaire dû à la compression des matériaux aura compensé le travail dû à la pesanteur; la réaction des matériaux comprimés déterminera un mouvement en sens inverse; la poussée à la clef reviendra en deçà de la valeur d'équilibre Q, pour passer au delà une seconde fois, et enfin, après un nombre d'oscillations d'autant plus considérable que le décintrement se sera plus approché de l'instantanéité, la courbe des pressions se fixera dans la position de l'équilibre statique.

Mais on voit par ce qui précède combien le décintrement brusque est dangereux; il a pour effet d'augmenter les pressions à l'extrados, il peut donc déterminer un écrasement, et même créer un point de rotation à l'extrados.

Il n'est pas inutile de faire remarquer la différence capitale entre la théorie de Dupuit et celle de Méry; ce dernier place la courbe des pressions tout entière au delà de l'intrados, avec lequel elle n'a aucun contact.

« Examinons, dit Dupuit, les conséquences d'une courbe dLB', éloignée de l'intrados en tous ses points; si nous la comparons à la courbe dont nous avons démontré l'existence, et qui passe par le point D, nous reconnaîtrons qu'elle suppose une plus grande poussée à la clef. Or, quel que soit le mode de déformation de la voûte, on est bien obligé d'admettre qu'avant le décintrement il n'y a pas de poussée, et que, pendant cette opération, cette force passe par toutes les valeurs inférieures à celle qu'elle finit par atteindre, d'où il suit qu'avant d'arriver à l'intensité qui résulte de la courbe intérieure de pression, elle a passé par celle qui suffit à l'équilibre. Or, si le décintrement s'est opéré lentement, il est évident que tout mouvement a dû cesser en ce moment, et que la courbe n'a pu s'avancer dans l'intérieur; que si le décintrement s'est opéré brusquement, la poussée a pu dépasser cette limite sous l'influence de la vitesse acquise par la voûte, mais réagissant bientôt contre la voûte, elle a dû diminuer d'intensité, et, après quelques oscillations, s'arrêter à la force qui suffit pour l'équilibre.

« La poussée, en effet, n'est pas une force quelconque, mais une réaction qui ne peut dépasser l'action. Sans doute, si l'on imagine qu'à la clef et au point d on applique une force quelconque, l'équilibre de la voûte sera compatible avec des intensités de cette force, comprises entre deux limites faciles à déterminer; mais cette intensité dans une voûte n'est pas quelconque, elle n'est que l'effet de la réaction des deux demi-voûtes qui tendent à tomber l'une contre l'autre. Demander quelle force il faut appliquer au point d pour soutenir la demi-voûte, c'est un problème indéterminé; mais demander quelle compression se produit au point d, centre de contact des deux demi-voûtes qui s'appuient l'une sur l'autre, c'est un problème tout différent et qui n'est susceptible que d'une solution. »

Dans la théorie de Dupuit, la courbe des pressions est-elle complétement déterminée? Non, pas encore, mais l'indétermination se trouve considérablement réduite, puisqu'on sait que la courbe passe en un point de l'intrados facile à déterminer, comme nous le verrons tout à l'heure. Ce qui reste indéterminé, c'est le point d'application de la poussée à la clef, et encore peut-on reconnaître qu'il ne peut varier que dans un faible espace. Du reste, il est impossible de lui assi-

gner sa place d'une manière absolue, car cette place dépend beaucoup de la manière dont la voûte est construite.

En effet, supposez que la culée ne soit pas immobile, ou que les matériaux soient très-compressibles au point de rotation D; il en résultera pour ce point un mouvement de recul horizontal, et par suite diminution de la pression en B à l'intrados de la clef, et augmentation de la pression à l'extrados en A. Ainsi le recul du point D a pour effet de reporter vers l'extrados la résultante des pressions à la clef; s'il arrive que la pression en B devienne nulle, la poussée à la clef passe au tiers du joint, à partir de l'extrados; si l'ouverture en B augmente, il peut même arriver que toute la poussée soit reportée sur l'arête A, qui sera susceptible de s'épaufrer.

Le recul du point D existe toujours, soit par compression, soit par déplacement réel de la culée, la compression tient à la nature même des matériaux; quant au déplacement de la culée, il tient à l'insuffisance des dimensions et on peut toujours s'y opposer.

M. Dupuit cherche ensuite à calculer la position du centre *d* de poussée à la clef, et il montre que cette position dépend de l'amplitude de la rotation. La rotation existe toujours, petite ou grande, et le centre de poussée à la clef est toujours au-dessus de la moitié du joint; d'un autre côté, il ne s'en va jamais jusqu'à l'arête d'extrados, car les mortiers et même les pierres sont compressibles et les pressions se répartissent toujours sur une zone d'une certaine étendue, de sorte qu'en plaçant le centre de poussée vers le tiers de la clef à partir de l'extrados, on ne risque pas de commettre une grande erreur.

Au point de rupture D, il n'en est pas absolument de même; là, la pression s'accumulerait certainement à l'extrados D si les matériaux étaient incompressibles; mais, vu la compressibilité inévitable des matériaux, la pression se répartit sur une zone plus ou moins considérable. Quoi qu'il en soit, on ne s'écartera pas beaucoup de la vérité en plaçant le centre des pressions sur le joint de rupture en D.

« Par une construction très-soignée, on peut empêcher la courbe des pressions de trop s'élever vers l'extrados à la clef, mais on ne peut pas l'empêcher de s'approcher de l'intrados au joint de rupture. »

C'est donc en ce joint qu'il faut placer les matériaux les plus résistants. On peut s'étonner de ce que les voussoirs ne s'écrasent pas sous une forte pression locale, mais on s'expliquera les choses si on réfléchit que les expériences sur l'écrasement ne s'appliquent qu'à de petits prismes et non à de grandes masses, et que la résistance ne varie pas proportionnellement aux dimensions. Nous avons eu déjà l'occasion de faire cette remarque.

La largeur du joint de rupture n'influe pas par elle-même sur la résistance, puisque le joint s'ouvre sur une grande partie de sa largeur, laquelle partie n'est soumise à aucun effort; seulement la largeur des voussoirs au joint de rupture a son influence en ce sens qu'elle permet à la pression localisée d'agir sur une pierre de plus grandes dimensions et par suite plus résistante.

Nous venons de rechercher la stabilité d'une voûte incomplète; on voit que le joint de rupture y est bien nettement accusé, il se trouve aux naissances. Dans une voûte complète, plein cintre ou anse de panier, le joint de rupture n'en existe pas moins, mais il ne se présente pas aussi facilement aux yeux; sur ce joint, la courbe des pressions non-seulement vient toucher l'intrados, mais elle lui est tangente; en effet, dans une voûte complète ordinaire, la courbe des pressions est continue et ne présente aucun rebroussement; par suite, à sa rencon-

tre avec l'intrados, elle lui est tangente ou elle le coupe; si elle le coupait, l'équilibre ne saurait exister, puisque la courbe des pressions sortirait du massif; donc elle lui est tangente.

Nous apprendrons tout à l'heure à déterminer le joint de rupture d'une voûte quelconque. Pour le moment, voici à quoi nous avons ramené la recherche de la stabilité d'une voûte en plein cintre ou surbaissée (nous nous occuperons plus tard des voûtes surhaussées) :

Ayant trouvé le joint de rupture, 1° si la voûte est complète, nous mènerons une tangente à l'intrados en ce point jusqu'à la rencontre avec la verticale du centre de gravité du massif superposé ; l'horizontale passant par le point de rencontre sera la direction de la poussée à la clef, le poids du massif décomposé par le parallélogramme des forces donne la poussée à la clef, qui permet de construire la courbe des pressions tout entière ; la voûte sera stable si cette courbe n'en sort en aucun point, et si elle ne s'approche pas trop de l'extrados en certains points ; 2° si la voûte est incomplète, et que les naissances de l'intrados soient au-dessus du joint de rupture de la voûte complétée par la pensée, le joint de rupture est aux naissances mêmes, mais la courbe des pressions n'est plus tangente à l'intrados, et, pour la déterminer, il faudra se donner la direction de la poussée à la clef qu'on pourra placer au tiers de la clef à partir de l'extrados; la courbe des pressions ne devra sortir de la voûte en aucun point, ni trop s'approcher de l'extrados.

On voit combien cette méthode est simple et même supérieure sur ce point à celle de Méry.

Détermination du joint de rupture. — La détermination du joint de rupture dans une voûte complète se fait, comme nous l'avons indiqué, en analysant le mémoire de Clapeyron :

Le joint de rupture est tel que la tangente à l'intrados en ce joint rencontre la verticale du centre de gravité du massif superposé au même point où cette verticale est rencontrée par la poussée à la clef.

Au moyen d'un essai graphique, on arrivera donc très-rapidement à fixer avec une approximation suffisante la position du joint de rupture. (Voir la page 59 et la figure 4 de la planche IV).

Ce procédé graphique est applicable à toutes espèces de voûtes, quelle que soit leur forme.

Il faudra donc y recourir lorsqu'on rencontrera une forme inusitée dans la pratique. Mais pour les intrados ordinaires, M. Dupuit s'est proposé de fixer à priori par le calcul la position du joint de rupture :

Il prend l'équation de la courbe des pressions et celle de l'intrados, rapportées aux mêmes axes; de chacune de ces équations il tire les dérivées $\frac{dy}{dx}$, c'est-à-dire la fonction d'y et d'x qui donne les coefficients angulaires des tangentes successives à ces courbes; il exprime que la courbe des pressions est tangente à l'intrados, et pour cela, il égale les deux valeurs de $\frac{dy}{dx}$; il en résulte une équation en y et x, qui, combinée avec celle de l'intrados, fournit les deux coordonnées du joint de rupture.

Sans entrer dans le détail des calculs, nous n'en donnerons que les résultats :

1° L'ordonnée du joint de rupture, c'est-à-dire sa hauteur au-dessus des naissances dans une voûte complète, est indépendante de l'ouverture de la voûte; autrement dit, le joint de rupture est à la même hauteur pour toutes les voûtes

de même montée, plein cintre, anse de panier ou ellipse quelconques;

2° Dans les voûtes complètes, le joint de rupture se trouve sensiblement au milieu de la montée; avec les formes usuelles, sa variation de position est assez faible pour qu'il n'y ait aucun inconvénient pratique à le placer toujours au milieu de la montée;

3° En surchargeant suffisamment une voûte, on peut toujours placer le joint de rupture où l'on veut; en effet, menez la tangente à l'intrados au joint de rupture que vous voulez déterminer, prolongez-la jusqu'à sa rencontre avec la poussée à la clef, et surchargez la voûte de telle sorte que le centre de gravité de toute la masse passe précisément à ce point de rencontre, vous aurez obtenu le résultat voulu. Mais, dans la pratique, on n'opère pas ainsi; il faut considérer les voûtes comme on les fait d'ordinaire, et alors le joint de rupture se place au milieu de la montée;

4° Dans les voûtes en arc de cercle, le joint de rupture est aux naissances, tant que la montée n'est pas égale à la moitié du rayon, c'est-à-dire tant que l'angle au centre de l'arc d'intrados est inférieur à 120°. Lorsque la montée dépasse la moitié du rayon, ce qui ne se présente guère, il faut compléter la voûte et placer le joint de rupture au milieu de la montée de la voûte complète.

Résumé. — Ainsi, l'on voit que, dans la méthode de Dupuit, le problème de la stabilité des voûtes se résout par un procédé graphique d'une extrême simplicité.

1° Si la voûte est complète, on mène la tangente à l'intrados au milieu de la montée, on cherche son intersection avec la verticale du centre de gravité du massif superposé, par cette intersection on mène une horizontale qui donne la direction de la poussée à la clef; décomposant le poids par le parallélogramme des forces on a la valeur de la poussée et on peut construire autant de points que l'on veut de la courbe des pressions. Le plus souvent on la tracera à la main avec une approximation suffisante, rien qu'en se servant de ses deux tangentes: la poussée à la clef et la tangente à l'intrados au joint de rupture;

2° Si la voûte est incomplète, on place le joint de rupture aux naissances, et la courbe des pressions y passe encore à l'intrados, mais elle n'est plus tangente. On place la poussée à la clef au tiers du joint à partir de l'extrados; on a donc deux points de la courbe des pressions ce qui suffit à la déterminer.

Telle est la méthode nouvelle proposée par Dupuit; nous avons regretté de ne pouvoir lui donner plus de développements; elle a l'immense avantage de mettre en lumière ce qui se passe dans la pratique de la construction, et notamment lors du décintrement; elle donne de précieux renseignements sur la manière dont il faut procéder au décintrement et dont il faut disposer les maçonneries à la clef et au joint de rupture.

Sans doute, elle n'est pas absolument inattaquable et renferme encore des hypothèses, mais dans l'ignorance où nous sommes des phénomènes moléculaires, il est impossible de créer une théorie des massifs de maçonnerie sans recourir à quelques hypothèses; celles de Dupuit sont parfaitement plausibles; ses déductions sont basées sur des raisonnements simples et sur une observation attentive des phénomènes.

Dans sa théorie des voûtes, il a su, comme dans ses autres travaux, allier à l'expérience le raisonnement et le calcul, et nous pensons que sa théorie est réellement la plus conforme aux faits pratiques, la plus simple et la seule qu'il convienne d'appliquer aux voûtes usuelles.

Il faut la substituer à celle de Méry, qui jouit encore de la faveur générale.

Épaisseur à la clef. — La méthode que nous venons d'exposer permet bien de vérifier la stabilité d'une voûte donnée, mais le lecteur a sans doute remarqué qu'il n'était point parlé de l'épaisseur à donner à la clef d'une voûte dont l'intrados est connu ; ce problème de la recherche de l'épaisseur à la clef n'est pas susceptible d'une solution précise, on le résout en général par les données de l'expérience, et c'est ce qu'il y a de mieux à faire : nous le reprendrons plus loin.

Arche d'essai très-surbaissée des carrières de Souppes. — En étudiant le projet du pont sur la Seine à Paris, destiné à réunir la rue du Louvre avec le quai Conti et la rue de Rennes prolongée, on reconnut qu'on était amené par les nécessités de la navigation et de la circulation à adopter des arches ayant au moins 38 mètres d'ouverture avec 2m,00 de flèche au plus. De pareilles arches n'ont pas été exécutées même en fer, et, comme on voulait le pont en maçonnerie, on pouvait avoir des doutes sérieux sur la stabilité.

C'est alors que le préfet de la Seine autorisa les ingénieurs du service municipal, MM. Féline Romany et Vaudrey à exécuter dans les carrières de Souppes une arche d'essai très-surbaissée. Les expériences, entreprises d'abord par M. Vaudrey, ont été poursuivies par M. l'ingénieur de Lagrené, qui en a rapporté les résultats dans une note publiée aux Annales des ponts et chaussées de 1868.

Voici les dimensions de cette arche d'essai, représentée par la figure 3 de la planche VI : l'intrados est un arc de cercle de 37m,886 de corde, 2m,125 de flèche ; largeur perpendiculaire aux têtes, 3m,50. La voûte est tout entière en pierres de taille, à joints parfaitement dressés, posées et maçonnées avec le plus grand soin en mortier de ciment ; elle a une épaisseur constante de 1m,10 sur les têtes ; mais le corps de la voûte n'a que 0m,80 à la clef et 1m,10 aux naissances. La culée, de même largeur que la voûte, a 15m,10 d'épaisseur à la base, réduite à 14m,86 au sommet ; son cube est de 428 mètres ; elle est en maçonnerie de moellons hourdée avec mortier composé de 480 kilogrammes de Portland pour 1 mètre cube de sable. On a évité dans les culées d'avoir des joints horizontaux continus ; au contraire, on a placé de place en place de grosses pierres droites, afin de s'opposer au glissement.

Il s'agit de la culée de gauche ; celle de droite est constituée par le rocher même.

Le mortier employé à la pose des voussoirs était composé de 600 kilogrammes de ciment de Portland pour 0m,80 de sable tamisé. L'épaisseur des joints a été réglée à 0m,012 ; ceux des voussoirs de naissance ont été fichés les derniers et laissés vides au moyen de règles en sapin sur une hauteur de 0m,05 à partir de la courbe d'intrados, afin d'éviter toute pression sur l'arête.

Afin d'arriver à un durcissement complet des mortiers, l'arche a été laissée quatre mois sur cintre.

Puis on a décintré avec des boîtes à sable, en produisant un affaissement des plus lents. On avait fixé devant chaque tête douze règles verticales indépendantes de la voûte et du cintre ; la voûte et le cintre portaient à chaque tête chacun une règle horizontale ; on pouvait donc apprécier très-exactement les mouvements en repérant les règles horizontales par rapport aux règles verticales.

Le sable des boîtes s'écoulant avec une grande lenteur, on aperçut le jour au bout d'une heure entre la douelle et le platelage, et au bout de deux heures le détachement de la voûte et du cintre était complet.

1° L'abaissement à la clef a été de 0m,016 sur une tête et 0m,014 sur l'autre.

2° A la culée, le joint de naissance à l'extrados ne s'est pas ouvert de $\frac{1}{4}$ de millimètre ; de l'autre côté, au rocher, l'ouverture a été insensible ;

3° Aucun mouvement de recul ne s'est produit dans la culée, sur laquelle on avait eu soin de tracer des lignes verticales.

On voit là toute l'influence qu'une culée de masse infinie a sur le mouvement de rotation de la voûte autour de son point de rupture.

La voûte décintrée, on la chargea avec de la maçonnerie ordinaire, de manière à produire la pression de la superstructure, plus une surcharge d'environ 650 kilogrammes par mètre carré, bien supérieure à celle que la circulation est susceptible de produire ; le poids total était de 4,207 kilogrammes par mètre carré pour les têtes et de 2,192 kilogrammes pour le corps de la voûte.

La charge totale imposée à la voûte produisit un abaissement permanent de $0^m,008$ sur une tête et $0^m,009$ sur l'autre.

Dans sa note déjà citée, M. de Lagrené donne les résultats des expériences subséquentes :

Pour apprécier les moindres mouvements, on a eu recours à l'appareil en usage pour la mesure de la flèche des poutres métalliques ; « sur une règle en sapin fixée verticalement en terre, on a placé une aiguille en fer divisée par son axe de rotation dans le rapport de 1 à 10 ; l'extrémité du grand bras parcourt un cadran divisé en milimètres, tandis que l'extrémité du petit bras obéit aux mouvements d'une tige horizontale en fer scellée dans la clef de la voûte. Un mouvement vertical d'un milimètre, par exemple, à la clef est ainsi traduit par un écart d'un centimètre à l'extrémité de l'aiguille. »

1° Le relèvement et l'abaissement de la clef suivent très-régulièrement les variations de la température ; seulement, les indications d'un thermomètre extérieur ne suffisent pas pour connaître la température de la voûte, car le massif de celle-ci ne s'échauffe que très-lentement. La température montant de 11° (14 mars) à 23° (20 juin), le relèvement a été supérieur à l'abaissement produit par une surcharge de 1,000 kilogrammes par mètre superficiel, et la résultante de ces deux mouvements contraires a donné un relèvement de $0^m,0082$;

2° On a voulu rechercher l'effet des chocs ; pour cela on a établi sur la voûte un chemin de fer sur lequel circulait un chariot, tiré à distance par un cabestan ; ce chariot pesait 3,067 kilogrammes dont 2,532 sur l'essieu d'arrière ; on lui a fait gravir des coins, du sommet desquels il retombait brusquement ; la chute qui était d'abord de $0^m,10$, a été portée à $0^m,20$ et à 0,30.

Les vibrations de la voûte étaient accusées par un stylet dont la pointe était en contact avec une feuille de papier sans fin, animée d'un mouvement uniforme, et en même temps les vibrations de l'aiguille la peignaient aux yeux.

Le maximum de chute sur les reins ne produisait à la clef que des vibrations insensibles dont l'amplitude maxima ne dépassait pas $0^m,0006$.

Mais les chocs à la clef produisaient une série d'oscillations, allant en diminuant d'une manière continue et régulière ; leur amplitude maxima a été de $0^m,0028$, et la voûte a mis de 4 à 7 secondes pour revenir exactement à sa position primitive.

A la suite des chocs, les maçonneries ne présentaient aucune fissure ni aucune ouverture de joints ;

3° On fit ensuite passer sans choc sur toute l'étendue de la voûte le même chariot pesant 5,510 kilogrammes. L'aiguille de l'indicateur indiqua un abaissement de la clef dès que le chariot vint à l'aplomb des reins ; cet abaissement augmenta d'une manière continue à mesure que le chariot s'avança vers la clef ; lorsque le chariot fut à l'aplomb de la clef, l'abaissement était de $0^m,0003$, puis il diminua

en repassant par toutes les valeurs intermédiaires jusqu'à zéro pendant le temps que le véhicule mit à gagner l'autre culée;

4° On imposa à la partie de voûte destinée à supporter la chaussée une nouvelle surcharge de 1,000 kilogrammes (en tout une surcharge totale de 1,650 kilogrammes) par mètre superficiel.

On ne surchargea d'abord que la première moitié de la voûte et la clef s'abaissa de $0^m,0018$; puis on chargea la seconde moitié, et l'on obtint un relèvement de 0,0006.

Donc la surcharge uniforme de 1,000 kilogrammes ne détermina qu'un abaissement de 0,0012;

5° On se proposa ensuite de rechercher l'épaisseur minima de la culée, compatible avec la stabilité.

On commença d'abord par remonter le cintre et on le plaça à $0^m,02$ au-dessous de la voûte afin d'amortir la chute.

Une première tranche verticale de la culée, de 3 mètres d'épaisseur, fut enlevée sans produire d'effet apparent sur l'aiguille indicatrice ($0^m,0003$ d'abaissement).

L'enlèvement d'une seconde tranche, de 2 mètres d'épaisseur, se traduisit par un nouvel abaissement de $0^m,0024$.

L'enlèvement d'une troisième tranche, de 3 mètres d'épaisseur, détermina un nouvel abaissement de $0^m,0029$, mais il ne se manifesta aucune fissure ni dans les joints, ni dans le corps de la maçonnerie.

Ainsi, la culée a été réduite de 7 mètres en six semaines, sans affaiblir la voûte, dont la clef s'est seulement abaissée à la clef de $0^m,0063$, bien que la surcharge de 650 kilogrammes au mètre superficiel existât toujours.

Alors, on déchargea complétement la voûte jusqu'à l'extrados, et elle remonta à la clef de $0^m,0111$, mais il faut dire qu'un soleil ardent dardait alors ses rayons sur l'extrados mis à nu.

Puis, on fit partir deux mines dans la culée, dont la maçonnerie se fissura de toutes parts, sans que cependant un seul joint de la voûte vînt à s'ouvrir il y avait eu seulement un abaissement à la clef de $0^m,0007$.

6° Pour arriver à ruiner la voûte, on attaqua au ciseau la rangée des voussoirs de contre-clef, et on arriva à réduire la section à une surface de $0^m,917$ sans déterminer l'ouverture d'aucun joint; mais alors quelques coups de masse suffirent pour amener l'écrasement et la voûte s'affaissa sur le cintre.

Il est à remarquer que les joints, de $0^m,012$ d'épaisseur uniforme, avaient acquis une résistance égale à celle de la pierre.

7° M. de Lagrené calcule la poussée à la clef de la voûte d'essai par la formule de Navier, que nous avons démontrée précédemment, $Q = R.p$, dans laquelle R est le rayon de l'intrados à la clef, augmenté de la demi-épaisseur de la voûte et p le poids total qui surmonte un mètre carré de l'intrados.

En admettant la densité de 2550 pour la pierre de Souppes, on reconnaît que le petit solide de $0^m,917$ de section portait, avant l'écrasement, 399 kilogrammes par centimètre carré; au moment de l'écrasement, la pression a dû atteindre 468 kilogrammes. M. Michelot indique pour la résistance de la pierre de Souppes à l'écrasement 455 kilogrammes en moyenne par centimètre carré.

En recourant à la formule précédente, M. de Lagrené trouve que, lorsque la voûte était entière et portait son chargement complet, la pression à la clef était de 45 kilogrammes par centimètre carré, c'est-à-dire le dixième de la résistance. On pourrait donc, suivant lui, avec des matériaux de choix, diminuer encore l'épaisseur à la clef.

Mais il a soin de faire remarquer que la pression n'est pas uniforme à la clef, et qu'en certains points elle a dû dépasser 45 kilogrammes et atteindre 70 kilogrammes par centimètre carré.

Nous allons tout à l'heure donner une confirmation de cette idée.

Les expériences que nous venons de résumer offrent le plus haut intérêt ; elles montrent qu'en somme les arches en maçonnerie avec mortier de ciment sont presque des monolithes et se conduisent comme des pièces métalliques ; elles obéissent comme elles aux lois de la dilatation et à celles de l'élasticité. Elles montrent encore que l'on peut réduire notablement l'épaisseur à la clef des voûtes, si l'on a recours à de bons matériaux et à une construction soignée, que l'on peut réduire aussi l'épaisseur des culées, que l'on a souvent exagérée notamment dans les voûtes en arc de cercle.

Calcul de la résistance des voûtes considérées comme monolithes. — Les expériences précédentes nous enseignent qu'il est permis d'assimiler les voûtes avec mortier de ciment à des arcs métalliques, c'est-à-dire que dans ces voûtes la résistance à la compression n'est pas seule à jouer un rôle, et que la résistance à l'extension intervient aussi.

En effet, les mortiers de ciment, aujourd'hui d'un usage courant, acquièrent une résistance comparable à celle de la pierre ; ces mortiers ont une grande adhérence pour les matériaux et transforment en monolithes les massifs à la confection desquels on les emploie. Ils ne constituent pas un simple matelas séparant les pierres comme le faisaient les anciens mortiers, dont la cohésion était minime ; au contraire, ils soudent entre eux les matériaux, de même que deux barres de fer rouge se réunissent pour n'en plus faire qu'une.

Dans ces conditions, on reconnaît immédiatement que les anciennes théories qui ne tiennent aucun compte de l'extension ne sont plus admissibles, et qu'il faut appliquer à la résistance de pareilles voûtes monolithes les formules générales de la résistance des matériaux.

Malheureusement, ces formules générales sont d'une grande complication, et ne sont facilement maniables que pour des mathématiciens exercés ; il ne faut guère compter qu'elles puissent entrer dans la pratique tant qu'elles ne se seront point perfectionnées et simplifiées.

Et puis, le point de départ lui-même n'est pas bien défini, car la physique moléculaire et l'étude de l'élasticité des matériaux sont encore dans l'enfance.

Cependant, M. l'ingénieur de Perrodil, dans une note récente publiée aux Annales des ponts et chaussées de 1872, présente l'application des équations du problème général de la résistance des matériaux au problème de la stabilité d'une voûte d'épaisseur variable traitée comme un monolithe homogène ; il exprime d'abord le vœu que l'élasticité des pierres et des massifs de maçonnerie puisse être soumise à des recherches expérimentales dont les métaux et les bois ont seuls été l'objet jusqu'à ce jour, puis il établit les diverses formules qui résolvent la question ; mais ces formules sont trop longues et trop compliquées pour trouver place dans ce traité élémentaire ; du reste, l'ignorance où l'on est des coefficients d'élasticité fait que ces formules n'ont pas actuellement une grande importance pratique.

M. de Perrodil en a fait l'application à l'arche d'essai de Souppes ; il trouve que l'effort de compression aux naissances à l'intrados doit atteindre 93 kilogrammes et l'effort d'extension à l'extrados 44 kilogrammes par centimètre carré.

Mais un pareil effort d'extension n'est guère admissible, surtout si l'on se

rappelle que le joint des naissances s'est ouvert, très-légèrement il est vrai, à l'extrados.

Nous n'irons pas plus avant dans cette voie encore inexplorée, et nous terminerons cette question des voûtes monolithes par la remarque suivante, qui nous paraît offrir quelque intérêt :

Soit donné l'intrados circulaire (planche 1, figure V), d'une voûte que l'on veut construire en maçonnerie monolithe ; on admet que la voûte n'aura qu'à se porter elle-même sans aucune surcharge, et l'on demande de calculer l'extrados de manière à obtenir pour la voûte la forme d'un solide d'égale résistance, c'est-à-dire dont toutes les sections verticales, par exemple, travaillent également. L'épaisseur à la clef est nulle, et chaque demi-voûte peut-être considérée comme un solide isolé, susceptible de maintenir lui-même sa stabilité par l'effort des réactions moléculaires à la compression et à l'extension. Sous l'influence de la pesanteur, le point (a) s'abaisse librement, la fibre d'extrados s'allonge, la fibre d'intrados se raccourcit; dans une section mn, il y a extension à l'intrados et compression à l'extrados, et, quelque part, entre m et n on trouve un point qui n'est soumis à aucun effort; le lieu de ce point est ce qu'on appelle la fibre neutre.

Dans les poutres en fer, nous avons placé la fibre neutre au milieu de la section verticale, parce que la résistance à l'extension est pour ce métal à peu près égale à la résistance à la compression ; mais, dans les maçonneries, il n'en est pas de même, et il nous est impossible d'assigner la place de la fibre neutre. Supposons-la placée au milieu des joints verticaux mn, nous aurons, pour déterminer l'extrados, l'équation

$$(1) \qquad R' = \frac{Xh}{2I},$$

dans laquelle R' est l'effort par unité de surface qu'il est prudent de ne point dépasser pour les maçonneries ; cet effort s'exerce au point le plus éloigné de la fibre neutre ; X est le moment des forces extérieures agissant entre la section (mn) et l'extrémité (a) de la pièce, ce moment étant pris par rapport au point neutre de la section ; h est la hauteur totale mn de la section, et I le moment d'inertie de ladite section rectangulaire prise par rapport à un axe horizontal passant par le point neutre, que nous avons supposé au milieu de la section, laquelle est un rectangle de hauteur mn et de largeur 1 mètre.

Désignant par x,y les coordonnées du point m de l'intrados, x et Y les coordonnées du point n de l'extrados ; remarquant que I est égal à

$$\frac{1}{12}(Y-y)^3,$$

et que le moment X est égal au moment du triangle pesant (amn) de densité d c'est-à-dire sensiblement à la quantité

$$(Y-y)\frac{x}{2}\cdot\frac{x}{3}\cdot d \quad \text{ou} \quad \frac{dx^2}{6}(Y-y),$$

l'équation (1) devient :

$$R' = \frac{dx^2}{Y-y},$$

qu'il faut combiner avec l'équation de l'intrados $x^2 + y^2 = r^2$.

Éliminant y entre ces deux équations, nous obtenons l'équation de l'extrados, qui est une courbe du quatrième degré.

Avec les hypothèses admises, nous aurions donc une voûte dont l'épaisseur, nulle à la clef, irait sans cesse en croissant vers les naissances.

Sans doute, le calcul précédent n'a aucune portée pratique, il tend simplement à démontrer ceci :

Dans les voûtes monolithes, c'est-à-dire construites avec mortier de bon ciment, il ne faut pas adopter un extrados parallèle à l'intrados ; il faut, au contraire, diminuer l'épaisseur à la clef le plus possible (l'expérience seule pourrait nous indiquer la limite inférieure, que nous croyons devoir être assez faible) et adopter une épaisseur croissante depuis la clef jusqu'aux naissances. Avec cette forme, comme avec toutes les formes d'égale résistance, on augmentera l'amplitude des oscillations sous l'influence des charges, mais il sera possible de faire travailler les matériaux partout également.

De l'épaisseur à donner aux voûtes à la clef. — Une voûte étant déterminée de dimensions, on arrive vite, comme nous l'avons vu, à calculer avec une exactitude satisfaisante la valeur de la pression totale qu'elle supporte soit à la clef, soit au joint de rupture.

1° En ce qui touche la pression au joint de rupture, elle est beaucoup plus considérable que la poussée à la clef, puisqu'elle est la diagonale du rectangle construit sur cette poussée et sur le poids du massif superposé au joint de rupture. De plus, on a des renseignements précis sur la position du point d'application de cette pression ; on sait qu'au joint de rupture, la pression est toujours très-voisine de l'intrados ; si elle s'en éloigne un peu, cela tient à la compressibilité plus ou moins grande des mortiers et des pierres. En tout cas, c'est au joint de rupture qu'il convient de placer les matériaux les plus résistants, les moins susceptibles de s'épaufrer sur les arêtes.

M. Dupuit conseille même de recourir à des voussoirs en granite que l'on placerait au joint de rupture dans les voûtes de grandes dimensions.

Ainsi, au joint de rupture, avec les mortiers ordinaires, la pression se porte tout entière vers l'arête d'intrados des voussoirs ; de ce fait on pourrait conclure que la largeur du joint de rupture est indifférente. Une pareille conclusion n'est pas admissible, car une pression localisée n'en exige pas moins un massif dont les dimensions soient en rapport avec son intensité ; soit une colonne en fonte, qui transmet à un dé en pierre une pression de 2,000 kilogrammes, le dé résistera parfaitement bien, par exemple avec une section carrée horizontale de $0^m,20$ de côté, mais, si la section est trop réduite, l'écrasement se produira. De même, il n'est pas indifférent d'avoir au joint de rupture une dimension plus ou moins forte ; malheureusement, eu égard aux expériences restreintes dont on dispose, il est impossible de rien préciser sur ce point et il faut s'en rapporter à la pratique des constructions. Quant à la précaution de placer au joint de rupture des matériaux très-résistants, elle est rationnelle et mérite d'être recommandée.

Il est logique aussi de ne pas adopter un extrados parallèle à l'intrados, car la pression va sans cesse en croissant de la clef aux naissances, puisqu'elle résulte de la composition de deux forces rectangulaires, l'une constante, l'autre croissante : la poussée à la clef et le poids des massifs superposés aux joints successifs. Cependant, on a recours dans la plupart des cas à un extrados parallèle : cela tient, d'une part à ce qu'on ne s'est pas toujours rendu compte des forces qui se développent au contact des voussoirs, et d'autre part à ce que l'on donne

toujours des dimensions bien supérieures à celles qu'exigerait l'équilibre, et qu'alors il est loisible d'adopter un extrados parallèle.

2° En ce qui touche la poussée à la clef, si on la connaît bien en intensité, son point d'application n'est guère connu ; on sait seulement qu'il est au-dessus du milieu de la clef. Ce qu'il y a de certain, c'est qu'il ne se porte pas vers l'extrados autant que le point d'application de la pression au joint de rupture se porte vers l'intrados, et qu'il se maintient presque toujours entre la moitié et le tiers du joint.

Méry le plaçait franchement au tiers de la clef à partir de l'extrados, ce qui supposait que la pression élémentaire, nulle à l'intrados, allait croissant en progression arithmétique jusqu'à l'extrados, où elle prenait sa valeur maxima ; cela revenait à dire, comme nous l'avons vu, que le tiers du joint portait les deux tiers de la pression totale, ou que la moitié du joint devait pouvoir résister à la poussée totale Q. Si donc on appelle l l'épaisseur à la clef, et p la pression limite par unité de surface que l'on peut sans danger imposer à la pierre employée, on aura pour déterminer (l) l'équation :

$$l = \frac{2Q}{p};$$

cette équation semble ne servir à rien, puisque, pour déterminer la poussée à la clef, il faut connaître le poids de la voûte, c'est-à-dire sa forme complète et par suite son épaisseur à la clef; mais, en réalité, l'équation précédente permettra de procéder par la règle des fausses positions : on commencera par se donner une valeur arbitraire de l, de laquelle on déduira une première valeur de Q, et l'équation fournira la valeur correspondante de p. Si celle-ci est trop forte, on augmentera l'épaisseur de clef, on cherchera la nouvelle valeur de Q et on calculera la pression élémentaire p correspondante. Celle-ci sera trop forte ou trop faible ; mais il sera facile de la modifier de nouveau. On ne tardera pas après quelques essais à arriver au résultat voulu.

La méthode Méry serait donc bien simple à appliquer; malheureusement, elle n'est pas justifiée en pratique, et elle conduit à des épaisseurs à la clef beaucoup trop considérables.

En principe, on peut fort bien supposer que la poussée à la clef est appliquée au milieu du joint, et calculer ensuite l'épaisseur en conséquence, en opérant comme nous l'avons dit tout à l'heure, par la règle des fausses positions de manière à obtenir une pression élémentaire égale à la limite qu'impose le coefficient de sécurité.

Exemple : soit une voûte dont la poussée à la clef est de 60,000 kilogrammes ; les matériaux dont elle est composée ne s'écrasent que sous une pression de 150 kilogrammes par centimètre carré, et, si l'on adopte le coefficient de sécurité $\frac{1}{10}$, on ne devra point faire supporter à la pierre une pression supérieure à 15 kilogrammes par centimètre carré.

L'épaisseur à la clef devra donc être d'au moins 40 centimètres. La méthode de Méry donnerait 80 centimètres.

Pour des voûtes de petite dimension, l'épaisseur calculée dans l'hypothèse de la poussée uniformément répartie sur tout le joint serait peut-être un peu faible en prévision des chocs et surcharges que l'édifice est exposé à subir, et il conviendrait sans doute de l'augmenter et de se rapprocher du système de Méry; mais, pour des voûtes de grande ouverture, nous pensons qu'il n'y aurait aucun danger à calculer l'épaisseur en supposant la poussée uniformément répartie.

Au point de vue de la résistance, il y a un grand avantage à ne pas donner trop d'épaisseur à la clef, car on augmente la pression sur le joint de rupture et nous savons que c'est là surtout qu'elle est à craindre. On ne pourra arriver à construire des voûtes de très-grande ouverture qu'en réduisant l'épaisseur à la clef et adoptant un extrados non parallèle à l'intrados.

La tendance habituelle est d'augmenter l'épaisseur à la clef en raison inverse de la résistance des matériaux à l'écrasement; c'est un tort, car, on augmente du même coup la pression au joint de rupture où elle est fort dangereuse, surtout avec des matériaux tendres, et, malgré l'apparence paradoxale de la chose, on doit chercher à réduire d'autant plus l'épaisseur à la clef que les pierres dont on dispose sont moins dures.

Remarquez du reste que, si vous augmentez l'épaisseur à la clef, vous augmentez par cela même le poids de la voûte et par suite la poussée elle-même, et, dans des voûtes très-surbaissées, l'augmentation d'épaisseur à la clef amène une augmentation presque proportionnelle de la poussée, de sorte que l'opération n'est ni bonne ni mauvaise au point de vue de la pression à la clef, mais qu'elle est funeste au point de vue de la dépense et de la pression aux naissances. Il convient donc dans ce cas de réduire l'épaisseur à la clef à ce qui est suffisant pour que la voûte ne se déforme pas sensiblement sous l'influence des chocs et des surcharges.

C'est surtout en prévision des circonstances accidentelles que l'épaisseur à la clef doit être déterminée. Considérez, en effet, ce qui se passe dans des voûtes homogènes formées par des feuilles de métal de diverses épaisseurs que vous courbez et que vous maintenez entre deux taquets formant culées; la feuille mince tiendra aussi bien que la feuille la plus épaisse tant qu'elle ne sera soumise qu'à son propre poids; mais les chocs ou surcharges appliqués en un point de la première la déformeront immédiatement d'une manière sensible, tandis qu'ils n'auront qu'une influence minime sur la seconde.

Il se passe quelque chose d'analogue dans les voûtes, et c'est pour cela qu'on ne peut descendre, pour l'épaisseur à la clef, au-dessous d'une certaine limite indiquée par l'expérience.

Dans l'immense majorité des cas, la question de l'épaisseur des voûtes n'offre qu'un médiocre intérêt, et les formules empiriques suffisent à la déterminer; quand on économisera un quart ou un tiers de l'épaisseur à la clef, on ne réalisera pas une diminution notable de dépense, car le remplissage des tympans, le couronnement, les parapets restent toujours à peu près les mêmes et coûtent aussi cher.

Ainsi, pour toutes les ouvertures courantes des voûtes, c'est-à-dire jusqu'à 30 ou 35 mètres, la routine suffit et même une théorie parfaite ne pourrait point donner de grands avantages au point de vue matériel.

Il n'en serait plus de même pour des voûtes de grande ouverture; il est à remarquer que l'art de la construction n'a pas fait de progrès sur ce point et que nous ne construisons pas des voûtes plus hardies que celles qu'on faisait il y a quelques siècles.

Sans doute, il y a une limite d'ouverture qu'on ne pourrait dépasser, puisque, dans une série de voûtes semblables à ouverture croissante, les poids et par suite les poussées augmentent comme le volume, c'est-à-dire comme les cubes des dimensions, tandis que les surfaces de résistance n'augmentent que comme les carrés des mêmes dimensions.

Mais cette limite d'ouverture est bien loin d'être atteinte, et des arches de

100 mètres d'ouverture, par exemple, n'ont rien d'impossible. Cependant, on n'ose point les faire en maçonnerie et on les exécute en métal.

Si l'on avait à construire une voûte de cette dimension, il faudrait l'étudier avec le plus grand soin, réduire l'épaisseur à la clef et y supposer la poussée uniformément répartie, adopter un extrados qui s'écarte de plus en plus de l'intrados à partir de la clef, placer au joint de rupture des matériaux d'une dureté spéciale, évider les tympans aux endroits convenables, alléger la charge fixe, établir des culées immuables et procéder à un décintrement très-lent, de manière à éviter des oscillations au delà et en deçà de la position d'équilibre.

M. Dupuit propose les dispositions suivantes :

Créer à la courbe des pressions deux points de passage obligés au milieu de la clef et au milieu du joint de rupture ; pour cela, on laisserait ces deux joints vides de mortier, et on placerait en leur milieu, normalement aux têtes, par exemple un cylindre en fonte, embrassé par deux demi-cylindres creux, également coulés en fonte, et enchâssés dans les deux parties de voûte adjacentes.

Lors du décintrement, la rotation se produirait forcément autour de l'axe des cylindres précédents ; par suite, la poussée passerait toujours par leur axe, c'est-à-dire par le milieu des surfaces de joint. Ultérieurement, après le décintrement, on viendrait couler dans les joints un mortier quelconque.

Ce système a été appliqué à quelques ponts métalliques ; nous ne pouvons prévoir quels résultats il donnerait dans des ponts en maçonnerie, mais nous ne sommes pas certain qu'il réalise le but qu'on se propose ; la courbe des pressions serait complétement déformée par rapport à ce qu'elle est naturellement, et il est probable qu'entre le joint de rupture et la clef elle se rapprocherait beaucoup soit de l'extrados, soit de l'intrados, de manière à créer de nouveaux points de rotation. On n'aurait fait alors que déplacer le mal, ou bien on serait forcé, pour maintenir la courbe des pressions dans de justes limites, de placer sur la voûte un système probablement peu pratique de poids additionnels. Nous ne faisons qu'indiquer cette critique, qui peut-être a moins de gravité que nous ne le pensons.

Il nous semble qu'il suffit, pour la construction des grandes voûtes, de prendre les précautions que nous avons énumérées plus haut.

La possibilité de réduire les anciennes épaisseurs à la clef est précieuse aussi dans certains cas où, pour une cause ou pour une autre, on ne dispose que d'une hauteur limitée entre le sommet de l'intrados et le niveau supérieur de la chaussée. Dans bien des cas, on a cru impossible d'établir un pont en maçonnerie, parce qu'on ne pouvait placer dans la hauteur disponible l'épaisseur de la voûte et celle de la chaussée, et l'on a eu recours à des ponts métalliques. Avec un peu plus de hardiesse, on aurait réduit les épaisseurs à la clef et on aurait substitué au métal la maçonnerie, qui très-souvent coûte moins cher, qui n'exige que peu d'entretien et qui présente de plus grandes probabilités de durée.

Les considérations précédentes suffiront à guider les constructeurs dans la recherche des épaisseurs à donner aux diverses voûtes.

Dans la plupart des cas, il suffira de consulter l'expérience et de choisir parmi les ponts analogues pour voir quelles dimensions il convient d'adopter.

C'est pour cette raison que nous avons donné le tableau ci-joint des dimensions d'un certain nombre de ponts, en choisissant surtout ceux de construction récente.

TABLEAU DES DIMENSIONS D'UN CERTAIN NOMBRE DE PONTS.

DÉSIGNATION DES PONTS.	OUVERTURE.	MONTÉE.	ÉPAISSEUR A LA CLEF.	ÉPAISSEUR AUX NAISSANCES.	OBSERVATIONS.
1° — PONTS EN PLEIN CINTRE, ANSE DE PANIER OU ELLIPSE.					
Viaduc de Nogent-sur-Marne.	50.00	25.00	1.80	1.80	1840
Pont de Gignac.	48.72	13.50	1.95	»	1790
Pont de Céret.	45.00	22.50	1.62	»	1536
Pont sur la Severn.	47.10	10.99	1.41	1.41	1831
Pont du Gard.	24.00	12.00	1.30	»	Siècle d'Auguste.
Pont Neuf à Paris.	19.55	9.75	1.20	»	1618
Pont des Têtes sur la Durance. . . .	38.00	19.00	1.62	»	1732
Pont d'Orléans.	32.50	8.10	2.11	»	1760
Pont de Vizille.	41.90	11.70	1.95	»	1766
Pont de Lavaur.	48.70	19.81	3.25	»	1775
Pont de Neuilly.	39.00	9.70	1.62	1.62	1774
Pont de Londres.	46.24	8.98	1.52	»	1831
Pont de l'Alma.	43.00	8.20	1.50	»	1855
Pont Napoléon, à Paris.	42.00	21.00	1.50	1.50	1860
Pont sur la Scrivia.	40.00	10.00	1.80	2.80	1862
Pont de Fium'alto.	40.00	10.48	1.76	2.65	1863
Pont de Waterloo.	36.57	9.00	1.57	3.04	1817
Pont de Pavie.	56.00	10.20	1.25	1.25	1861
Pont Louis-Philippe.	32.00	8.25	1.00	1.50	1862
Pont au Change.	31.60	7.72	1.05	1.50	1860
Pont du Point-du-jour.	30.25	9.00	1.60	»	1865
Pont de Châlonnes.	30.00	7.50	1.50	1.80	1865
Pont de l'Arche.	30.00	8.50	1.00	»	1856
Pont de Bercy.	29.00	8.00	1.00	1.20	1864
Pont d'Alby.	27.60	13.80	1.30	2.20	1864
Pont de Bordeaux.	26.00	8.00	1.20	1.40	1821
Pont de Montlouis.	24.75	7.10	1.50	»	1863

DÉSIGNATION DES PONTS.	OUVERTURE.	MONTÉE.	ÉPAISSEUR A LA CLEF.	ÉPAISSEUR AUX NAISSANCES.	OBSERVATIONS.
Pont de Grenoble.	27.00	6.75	1.20	»	1839
Pont Napoléon à Saint-Sauveur. . .	42.00	21.00	1.45	»	1861
Pont de Libourne.	20.00	6.66	1.10	1.80	»
Pont de Sèvres.	18.00	9.00	1.00	»	»
Pont de Kiew.	18.80	9.40	0.80	»	»
Pont d'Angers.	14.00	7.00	0.70	»	»
Pont des Basses-Granges.	15.00	7.50	1.20	»	»
Viaduc de Barentin.	15.00	7.50	0.75	0.75	»
Pont route ordinaire.	12.20	6.10	0.70	0.70	»
Viaduc de Mirville.	9.20	4.50	0.60	0.60	»
Pont ordinaire.	4.00	2.00	0.50	0.50	»
Viaduc de l'Indre.	9.80	4.90	0.80	»	1848
Pont de Rochereuil.	15.00	6.00	1.00	»	1850
Viaduc de Port-Launay.	22.00	11.00	1.20	»	1867
Viaduc de Chaumont.	10.00	5.00	0.56	»	»
Viaduc de Lège.	15.00	7.50	1.00	»	1868
Viaduc de l'Aiguille.	14.20	7.10	0.90	»	1868
Viaduc d'Elbarat.	10.00	5.00	0 80	»	»
Pont de Franconville.	7.40	3.70	0.60	»	»
Pont de Long-Sault.	5.00	2.50	0.55	»	»
Pont du crochet.	4.00	2.00	0.40	»	»
Pont de Paty.	3.00	1.50	0.35	»	»
2° PONTS EN ARC DE CERCLE.					
Pont de Cabin-John.	67.00	18.00	1.27	»	1860
Pont de Chester.	61.00	12.81	1.22	»	1834
Pont de Berne.	48.04	19.15	1.80	2.40	»
Pont de Claix.	45.50	16.90	0.97	0.97	1611
Pont d'Austerlitz.	32.20	4 67	1.25	»	1854
Pont des Invalides.	31.60	4.10	1.20	»	1853

TABLEAU DES DIMENSIONS D'UN CERTAIN NOMBRE DE PONTS (suite.)

DÉSIGNATION DES PONTS.	OUVERTURE.	MONTÉE.	ÉPAISSEUR À LA CLEF.	ÉPAISSEUR AUX NAISSANCES.	OBSERVATIONS.
Pont de Rouen.	31.00	4.20	1.45	»	1830
Pont de la Concorde..	28.60	3.00	1.41	»	»
Pont d'Iéna..	28.00	3.30	1.44	»	»
Pont de Grenoble.	25.10	3.30	1.20	1.45	1864
Pont de Nemours.	16.24	0.955	0.975	»	1805
Pont de Tilsitt, à Lyon.	22.84	2.75	1.10	»	1864
Viaduc des lagunes de Venise. . . .	10.00	1.80	0.66	»	1848
Pont sur le Pô.	22.00	3.40	1.15	»	1850
Pont de l'Huisne, au Mans..	18.00	2.41	1.10	»	1857
Pont de Roanne..	28.00	3.50	1.20	»	1858
Pont du Val-Benoist..	20.00	2.67	1.00	»	»
Pont de Montrejeau..	12.00	1.50	0.75	1.40	»
Pont de Chemin de fer.	18.00	3.00	0.80	0.70	»
— —	8.40	1.20	0.70	0.90	»
— —	15.20	3.20	0.90	»	»
— —	9.80	0.90	0.65	»	»
— —	10.40	1.37	0.70	»	»
— —	5.00	0.80	0.52	»	»
— —	12.00	1.50	0.75	»	»

Avec les tableaux précédents, que l'on pourrait étendre presque à volonté, il est facile d'établir des formules empiriques donnant l'épaisseur à la clef en fonction de l'ouverture,

Bien des auteurs ont donné de ces formules empiriques, et il serait facile d'en établir de nouvelles.

Désignant par e l'épaisseur à la clef et par A l'ouverture d'une voûte, les anciens auteurs adoptaient la relation

$$e = \frac{1}{12} A$$

Perronet propose :

$$e = 0^m,325 + 0^m,035\,A.$$

Trouvant que pour les grandes ouvertures la formule de Perronet conduisait à des épaisseurs de clef trop considérables, Gauthey estima qu'à partir de 16 mètres d'ouverture on pouvait lui substituer

$$e = \frac{1}{24} A,$$

et, à partir de 32 mètres

$$e = 0^m,67 + 0,021\,A.$$

M. Leveillé trouve que la formule de Perronet est applicable dans tous les cas, et il la remplace par la formule plus simple

$$e = \frac{1}{2}\left(1 + \frac{1}{10} A\right)$$

admissible, dit-il, même pour les voûtes surchargées d'un fort remblai.

M. Dupuit a voulu, lui aussi, donner des formules, et il propose pour les voûtes complètes :

$$e = 0,20\sqrt{A},$$

et pour les voûtes incomplètes (arcs de cercle) :

$$e = 0,15\sqrt{A}$$

Ce sont les formules que nous recommandons, par cette seule raison qu'elles conduisent à des épaisseurs à la clef moindres que celles qui résultent des autres formules.

Stabilité de quelques voûtes de forme spéciale. — Dans ce qui précède, nous avons étudié avec détail ce qui est relatif à la stabilité des voûtes dont l'usage est général pour les ponts; les mêmes principes sont applicables aux voûtes et combinaisons de voûtes que l'on rencontre plus ou moins souvent en architecture.

Il n'est pas hors de propos d'en dire ici quelques mots.

Voûtes en dôme. — Considérons une voûte en dôme formée d'une demi-sphère, et cherchons à la rendre stable.

La manière dont les matériaux résistent diffère de ce que nous avons vu dans les voûtes en berceau; les efforts transmis ne sont plus contenus dans un seul plan transversal, mais se transmettent obliquement d'un méridien à l'autre. Cependant on a remarqué que les dômes peu stables se partageaient toujours en un certain nombre de fuseaux, par suite de fissures qui apparaissaient dans les méridiens correspondant aux parties faibles du mur cylindrique formant le pied-droit de la voûte. Si donc on considère deux méridiens très-rapprochés, ils déterminent deux demi-fuseaux opposés par le sommet; on peut, sans grande erreur, supposer que les arcs interceptés par ces fuseaux sur le cercle de base du dôme, sont de petites lignes droites, et alors la surface d'intrados comprise entre les deux méridiens est un cylindre.

La stabilité du dôme est donc ramenée à celle d'un berceau cylindrique; mais

la dimension de la voûte dans le sens transversal n'est plus constante : nulle au sommet, elle va en croissant jusqu'aux naissances.

La recherche du joint de rupture et de la courbe des pressions n'en est pas plus difficile :

Le joint de rupture est tel, que la tangente, à l'intrados en ce joint, rencontre la poussée à la clef au même point que la verticale du centre de gravité du massif superposé audit joint.

On arrivera donc, par un tâtonnement plus ou moins long, à déterminer le joint de rupture.

Il résulte des calculs de Lamé et Clapeyron que, dans une voûte sphérique dont l'épaisseur constante est le $\frac{1}{32}$ de l'ouverture diamétrale, et qui tend à se partager en douze demi-fuseaux égaux, il y a pour chaque fuseau un joint de rupture situé à 68° à partir de la clef, ou à 22° à partir de la naissance.

La courbe des pressions résultera de la connaissance du joint de rupture : elle sera un peu plus difficile à tracer, parce qu'il faudra calculer les cubes des volumes superposés à chaque joint, au lieu de se contenter de raisonner sur une section transversale, comme on peut le faire pour les berceaux.

En adoptant, pour les voûtes en dôme, des dimensions un peu inférieures à celles qu'on donnerait à un berceau de même ouverture, on sera toujours assuré de la stabilité.

L'équilibre des voûtes en dôme, dit Navier, diffère principalement de l'équilibre des voûtes en berceau, en ce que, dans ces dernières, le renversement comporte seulement des disjonctions dans les joints perpendiculaires à la longueur de la voûte. Une voûte sphérique ne peut être renversée sans que les joints ne s'ouvrent comme dans les voûtes cylindriques et sans qu'il se forme, en outre, des lézardes dans la direction des plans méridiens. La formation de ces lézardes exige que la cohésion des mortiers soit détruite. La rupture de la voûte exigerait, en outre, une sorte de désunion et de déplacement relatif des pierres voisines, tels que, si ces pierres étaient grandes, appareillées avec soin et posées à joints croisés, elles devraient être en partie cassées pour que cette rupture pût avoir lieu. Il est difficile d'évaluer avec une exactitude suffisante l'effet de la cohésion des mortiers et surtout l'effet de la résistance des pierres, mais il paraît convenable de ne pas avoir égard à ces deux circonstances lors de l'établissement d'une grande voûte, et de l'assimiler, comme nous l'avons fait plus haut, à une voûte en berceau.

Au lieu d'opérer sur un élément de la voûte compris entre deux plans méridiens très-rapprochés, on pourra prendre une dimension finie, par exemple le fuseau correspondant à une portion du cercle de base de 1 mètre de longueur ; on développera cette partie du cercle de base sur le plan vertical tangent à son milieu, et on admettra que la surface sphérique s'est développée aussi suivant le cylindre, ayant pour section droite celle du dôme et limitée à deux plans verticaux passant par les extrémités de l'axe développé. Les calculs de stabilité s'appliqueront, comme nous l'avons dit, à cette voûte d'un nouveau genre.

Il ne faut pas se faire d'illusion sur la valeur de cette méthode, elle est absolument fausse, mais, comme elle conduit à des dimensions trop fortes, elle n'a pas d'inconvénient sérieux dans la pratique. En effet, ce n'est pas seulement la poussée à la clef d'un dôme qui le maintient en équilibre, c'est encore les poussées que se transmettent réciproquement les points verticaux placés suivant les méridiens. Que se passe-t-il, en effet, au décintrement ? Le sommet de la voûte s'abaisse, et avec lui toute la partie du dôme supérieure au joint de rupture ; le

joint de rupture est une surface conique à axe vertical; la calotte supérieure tend à s'effondrer en tournant autour du cercle d'intrados de ce joint, et, au contraire, la partie inférieure de la voûte tend à se renverser en tournant autour du cercle d'extrados des naissances et se déchirant suivant les méridiens qui correspondent aux parties faibles de la tour.

C'est en rendant immobile la partie inférieure au joint de rupture que l'on s'opposera le plus efficacement au mouvement de la calotte centrale et à sa déformation.

Cette calotte centrale s'abaisse, et si l'on considère les anneaux successifs de voussoirs, on voit qu'ils se compriment et se rétrécissent; il se développe donc, outre la pression à la clef, des pressions normales aux joints verticaux méridiens.

Dans les dômes tronqués au sommet, la pression à la clef n'intervient même plus; les voussoirs forment coins, et dans chaque anneau horizontal se transmettent une pression constante; cette pression est d'autant plus forte que l'abaissement du dôme est plus considérable et que l'anneau dont il s'agit est plus éloigné du joint de rupture; c'est donc sur le cercle qui forme la base de la lanterne du dôme, que s'exerce la plus grande pression sur les joints verticaux des voussoirs.

Admettons, ce qui n'est pas éloigné de la vérité, que le joint de rupture est placé à peu près à 25° des naissances dans un dôme (fig. 2, pl. V), et soit *mn* ce joint de rupture. Construisons la résultante de tous les poids et charges compris entre *mn* et le bord (*ab*) de la lanterne; soit *p*, cette résultante qui comprend, outre le poids de la maçonnerie, celui de la lanterne et de la couverture; pour l'équilibrer, il faudrait supposer, appliquée au bord supérieur (*ab*) du dôme, une force horizontale Q telle que $Qd = pl$; la valeur de Q est donc bien facile à construire.

Mais, en réalité, ce n'est point cette force qui se développe, c'est une compression dans les joints verticaux; il faut donc chercher la valeur de la compression qui lui est équivalente, et la formule de Navier va nous servir pour cela.

Nous avons vu que lorsqu'un anneau est pressé normalement par une force F par mètre courant, cela détermine dans une section de cet anneau une pression P donnée par la formule

$$P = F.\rho,$$

dans laquelle ρ représente le rayon de l'anneau.

Cette équation nous donne donc la pression P que les voussoirs qui terminent e dôme se transmettent par leurs joints verticaux.

Mais en réalité, cette pression P ne provient pas seulement de la réaction du dernier cours de voussoirs; tous les voussoirs compris entre la lanterne et le joint de rupture concourent à la produire; il faut donc la regarder comme la résultante des pressions qui s'exercent sur un joint méridien de (*ab*) en (*mn*). Près du joint de rupture, la déformation est très-faible et il en est de même de la compression des voussoirs; donc, on peut supposer que la force P résulte d'une série de pressions croissant en progression arithmétique de (*mn*) jusqu'en (*ab*); nulle au joint de rupture, la pression est maxima au sommet.

De ceci résulte que le tiers de la surface *abmn* doit supporter les deux tiers de P, et par suite la section (*abmn*) doit être assez forte pour résister au double de P.

Cette méthode simple est d'une application aussi facile que l'assimilation des dômes aux voûtes en berceau; elle est au moins aussi plausible, elle convient aux dômes complets aussi bien qu'aux dômes à lanterne, et elle a l'avantage de conduire à des dimensions moindres que celles qu'on obtient pour un berceau de même ouverture, ce qui est plus conforme à la vérité des faits.

L'immobilité de la partie du dôme inférieure au joint de rupture est le meilleur garant de la stabilité; cette partie tend à se déchirer en tournant autour du cercle extérieur de base; on s'oppose à cet effet, soit en donnant à la base du dôme une épaisseur suffisante, soit en la soutenant par des contre-forts, soit en l'entourant d'une ceinture de fer posée à chaud et s'opposant à tout mouvement d'extension.

Si la poussée horizontale de la voûte est de F par mètre courant du cercle de base, la tension à laquelle l'anneau devra pouvoir résister s'obtiendra par la formule $P = F\rho$, qui déterminera la section transversale de l'anneau.

Vers le milieu du dernier siècle, on remarqua que le magnifique dôme de Saint-Pierre de Rome présentait de nombreuses fissures méridiennes, qu'il s'était ouvert à l'extrados au joint de rupture et à l'intrados aux naissances; la partie inférieure menaçait donc de se renverser. On conjura le mouvement et même on ramena l'édifice vers sa position normale, au moyen de cercles en fer qui s'opposèrent à l'agrandissement du diamètre de la partie inférieure du dôme.

Voûtes en arc de cloître. — Nous avons défini la voûte en arc de cloître dans notre Traité de coupe des pierres. Une voûte en arc de cloître est un dôme à base polygonale.

Le polygone de base est régulier et ses côtés opposés sont parallèles; deux côtés parallèles sont les naissances d'une voûte en berceau, toutes les voûtes en berceau ainsi obtenues ont même montée et se coupent suivant des ellipses dont le plan est vertical.

L'arc de cloître que l'on rencontre le plus souvent est celui que représente la figure 3 de la planche V; il est établi sur un rectangle *mnpq*, et se compose de deux berceaux qui se coupent suivant des demi-ellipses projetées sur les triangles *mcp*, *ndq*.

Pour la résistance, on peut considérer chacun des berceaux comme isolé, et en calculer le joint de rupture et la courbe des pressions comme nous l'avons fait pour un dôme. On arrivera de la sorte à des dimensions plus fortes qu'il n'est nécessaire. En outre, la méthode ne s'appliquera pas au cas où la voûte est terminée par une lanterne, cas qui se présente très-fréquemment. Ce n'est plus la poussée à la clef qui alors établit l'équilibre ce sont les réactions qui se produisent le long des intersections des berceaux; les berceaux s'arc-boutent réciproquement et forment coin l'un par rapport à l'autre. Pour que l'un s'affaisse, il faut que les pierres, placées à l'intersection, se rompent, et on a soin de placer aux intersections de fortes chaînes de pierres qui participent à la fois aux deux berceaux accolés.

En assimilant la stabilité des voûtes en arc de cloître à celle des berceaux, on est sûr d'arriver à des dimensions plus que suffisantes. On peut donc se borner à cette méthode.

La poussée horizontale est moindre pour les arcs de cloître, comme pour les dômes, que pour les berceaux de même ouverture; les culées n'ont donc pas besoin d'être aussi massives, et c'est ce qui facilite l'emploi de ce genre de voûtes en architecture.

Voûte d'arêtes. — La voûte d'arêtes est formée par deux berceaux de même montée qui se pénètrent comme le montre la figure 4, planche V ; leurs intersections sont encore des ellipses planes formant une ligne saillante ou arête, tandis que dans l'arc de cloître l'intersection est en creux.

On peut trouver le joint de rupture et construire la courbe des pressions par les procédés en usage pour les voûtes en bereeau, en considérant par exemple le berceau *abcdef* comme isolé. Contrairement à ce qui se passe dans les voûtes en arc de cloître, la longueur des génératrices du berceau va en augmentant des naissances au sommet, le joint de rupture est plus élevé que dans une voûte en berceau d'égale ouverture, et la poussée horizontale qui se transmet aux piliers formant culées est beaucoup plus considérable. Il faudrait donc donner à ces piliers de grandes dimensions ; mais d'ordinaire, on n'a pas recours à une voûte d'arêtes isolée, on construit une série de voûtes accolées sur plusieurs rangs, les poussées s'équilibrent et les piliers n'ont à porter qu'une charge verticale, le poids de l'édifice ; seuls les piliers de rive doivent avoir des dimensions suffisantes pour résister à la poussée.

Voûtes en ogive. — La voûte en ogive, que l'on rencontre dans quelques ponts, surtout en Orient, est particulièrement en usage dans l'architecture. Son intrados se compose, comme on sait, de deux arcs de cercle dont les tangentes aux naissances sont verticales et qui se coupent au sommet de la voûte.

La figure 5 de la planche V représente une ogive. La recherche du joint de rupture et de la courbe des pressions est exactement la même que pour les voûtes en berceau.

Ainsi, 1° pour déterminer le joint de rupture, il faut trouver celui pour lequel la tangente à l'intrados rencontre la verticale du massif superposé, au même point que cette verticale est rencontrée par la direction de la poussée à la clef.

Le joint de clef ne s'ouvre jamais dans une ogive régulièrement construite, et le point d'application de la poussée est placé sensiblement au milieu de ce joint, plutôt au-dessous qu'au-dessus.

On ne risque donc rien de le placer en q au milieu de ce joint, et la direction de la poussée est l'horizontale qQ.

Considérons les joints a, b, c, d, et menons les tangentes à leur intrados ainsi que les verticales g, g', g'', g''' des centres de gravité des massifs superposés à chacun de ces joints. Les tangentes et les verticales correspondantes se coupent ; réunissons leurs points d'intersection par un trait continu, nous obtiendrons une courbe tangente au sommet de l'intrados et asymptote à la verticale qui passe par le centre de gravité de la demi-voûte complète. Cette courbe rencontre la poussée à la clef au point m, et la tangente menée par le point m à l'intrados touche cet intrados au point r, qui donne la position du joint de rupture.

2° En décomposant le poids g_r suivant l'horizontale Q et la tangente mr, on trouve la valeur constante de la poussée horizontale et l'on peut construire géométriquement la courbe des pressions.

Entre la clef et le joint de rupture, la courbe des pressions s'approche souvent d'une manière notable de l'extrados, elle ne doit jamais en sortir et il est dangereux qu'elle s'en approche trop ; dans le cas où ce fait se produirait, il faudrait augmenter l'épaisseur de la voûte de manière à enfermer la courbe dans son intérieur.

Lorsque la voûte coupe l'extrados, elle indique par cela même qu'il se produit un point de rotation à l'extrados. Ainsi, supposez que, par une vice de construction ou de décintrement, le point d'application de la poussée se porte

en A à l'extrados de la clef, la courbe des pressions sortira forcément de l'extrados, et il se formera un point de rotation en *s*, sur le joint pour lequel la tangente à l'extrados est parallèle à la tangente à la courbe des pressions.

Ainsi le joint (*su*) va s'ouvrir à l'intrados, et la partie de la voûte contiguë à la clef va se soulever, en même temps que la masse comprise entre le joint (*su*) et le joint de rupture va se renverser à l'intérieur.

Dans le cas qui nous occupe, le danger de renversement tient à un vice de construction, et on peut facilement conjurer le danger en abattant l'angle aigu A comme le montrent les hachures ; en effet, on ramène alors la courbe des pressions à l'intérieur de la voûte ; il est vrai qu'on réduit l'épaisseur à la clef, mais dans les voûtes en ogive, cette épaisseur est toujours trop grande eu égard à la valeur de la poussée et à la résistance des matériaux.

Le soulèvement de la clef se produira encore si l'épaisseur de la voûte est trop faible, même en plaçant le point d'application de la poussée au milieu de la clef ; en effet, la courbe des pressions a sa tangente à la clef horizontale, ce qui n'est pas vrai pour la courbe d'extrados, il pourra donc arriver, si l'épaisseur est insuffisante, que la courbe des pressions sorte de l'extrados et qu'il se forme un point de rotation *s*.

Cet effet de soulèvement qu'on remarque dans les voûtes en ogive était bien connu des anciens architectes qui, pour s'y opposer, avaient soin d'accrocher à la clef de leurs ogives des lustres pesants ou de lourds ornements en fer ; Brunelleschi, l'architecte du dôme de Sainte-Marie-des-Fleurs à Florence, craignant pour la stabilité de son œuvre, ordonna, dit-on, étant à son lit de mort, de couronner le dôme par une lourde lanterne.

En résumé, la recherche de la stabilité des voûtes en ogive est très-simple ; il suffit de tracer avec soin la courbe des pressions en plaçant le point d'application de la poussée au milieu de la clef, et de voir si cette courbe coupe l'extrados en quelque point ; si l'on veut se mettre à l'abri des circonstances accidentelles qui pourraient porter la poussée à la clef vers le sommet de l'extrados, on n'a qu'à couper horizontalement l'angle supérieur de la voûte. La poussée horizontale est bien moindre dans les voûtes en ogive que dans les voûtes en berceau de même ouverture, elles réclament donc des culées ou des pieds-droits moins puissants.

Voûte en plate-bande. — Souvent en architecture, on recouvre une porte ou une fenêtre par ce qu'on appelle une plate-bande *abcd ;* c'est une voûte ayant pour intrados et pour extrados deux droites horizontales. Si une pareille voûte était appareillée par joints verticaux, il est clair que la cohésion seule des mortiers interviendrait pour maintenir l'équilibre, et que probablement la plate bande s'écroulerait (fig. 6, pl. V).

Il faut donc adopter des joints inclinés et les placer, comme nous l'avons déjà dit plusieurs fois, perpendiculairement à la courbe des pressions.

Lorsque la plate-bande est décintrée, l'intrados *e* de la clef s'abaisse, l'abaissement est plus ou moins considérable, mais il se produit toujours ; donc, la pression est nulle en (*e*), et si l'on admet qu'elle croit uniformément de l'intrados à l'extrados, on trouve que, le point d'application de la poussée est en *g* au tiers de la clef à partir de l'extrados. D'autre part, la courbe des pressions passe nécessairement aux naissances ; c'est donc une courbe telle que *agb ;* elle est régulière, et on peut bien l'assimiler à l'arc de cercle qui passe par *agb*.

Ainsi, pour tracer approximativement la courbe des pressions d'une plate-bande, on prendra le point situé au tiers de la clef à partir de l'extrados et on

fera passer un arc de cercle par ce point et par les deux points des naissances. C'est du centre o de ce cercle que devront partir toutes les lignes de joint des voussoirs.

La valeur de la poussée Q se détermine par la condition que son moment par rapport au point de rotation (a) soit égal au moment du poids total P qui agit au milieu de la clef; donc, en désignant par $2l$ l'ouverture et par e l'épaisseur, on devra avoir

$$\frac{2}{3}Qe = Pl;$$

l'épaisseur à la clef doit être suffisante pour que le tiers du joint puisse supporter sans danger les deux tiers de la poussée; si l'on appelle R la résistance maxima qu'il convient de ne pas dépasser pour les matériaux dont on se sert, on aura :

$$Re = 2Q = \frac{3P.l}{e}, \quad \text{d'où} \quad e = \sqrt{\frac{3P.l}{R}},$$

formule qui permettra de calculer immédiatement l'épaisseur d'une plate-bande quelconque.

Arc-boutements de voûtes. — Les arcs-boutements de voûtes se rencontrent très-fréquemment dans les constructions de pont; mais presque toujours deux voûtes voisines sont de dimensions à peu près identiques, de sorte que leurs poussées horizontales sur le pilier qui les sépare se contre-balancent et déterminent seulement une compression latérale des matériaux sans déplacement; il ne reste que les forces verticales qui, se trouvant uniformément réparties, ont leur résultante au centre du pilier.

Le calcul des dimensions du pilier est alors aussi facile à faire que celui d'un mur ordinaire; sa section horizontale s'obtient en divisant le poids total qui lui est transmis par la pression maxima qu'il convient d'imposer à l'unité de surface des matériaux, eu égard à leur nature.

Cependant, cette règle simple ne devrait pas être strictement appliquée à des piliers de petite épaisseur relativement à leur hauteur, car ces piliers sont alors exposés à flamber comme le ferait par exemple une planche mince placée verticalement.

Dans les viaducs élevés, il faut se méfier de cette circonstance éventuelle du flambage et prendre ses précautions en conséquence. De même, dans les ponts de petite ouverture qui théoriquement n'exigeraient que des piles très-minces, il convient de forcer un peu les proportions afin de parer à toute éventualité.

Pour simplifier la question et pour donner une idée des phénomènes qui peuvent se passer dans l'arc-boutement, étudions d'abord avec M. Dupuit le cas représenté par la figure 7 de la planche V.

Soit une voûte en arc de cercle dont le joint de rupture est en CD aux naissances; on applique à la culée une force horizontale R croissant sans cesse à partir de zéro, et l'on se propose de trouver les modifications que la présence de cette force apporte à la courbe des pressions et à la stabilité de la voûte.

La poussée à la clef étant appliquée en O vers le milieu du joint, prenons comme axes de coordonnées l'horizontale OX et la verticale OY; soit p la verticale du centre de gravité du massif superposé au point de rupture et x' son abscisse; appelons y_1 l'ordonnée de la force horizontale R, h celle de la base de la culée, a la demi-ouverture de la voûte, c'est-à-dire l'abscisse du point S.

Lorsque la voûte est libre, la courbe des pressions, facile à construire, est ODmP ; le point de cette courbe, situé sur un joint donné, s'obtient en composant tous les poids superposés à ce joint avec la poussée horizontale constante Q. Quand on atteint le niveau de la force R, celle-ci intervient, et doit être composée avec les autres forces ; elle se retranche de la poussée horizontale Q ; sa présence a donc pour résultat de rapprocher de la verticale les résultantes primitivement obtenues sur les divers joints. Par suite, la courbe des pressions se brise en m quand elle arrive à la hauteur de la contre-poussée R, et, à mesure que celle-ci augmente, le point P se rapproche de S, qu'il finit par atteindre lorsque la poussée à la clef Q, la contre-poussée R et le poids total P de la voûte jusqu'aux naissances sont en équilibre par rapport au point S, c'est-à-dire lorsque la somme de leurs moments par rapport à ce point est nulle. A ce moment, on a la relation

$$\text{(1)} \qquad P(a-x'')+R_1(h-y_1)=Q_1 h,$$

équation qui détermine la valeur R_1 de R.

Ainsi, tant que cette force varie de zéro à R_1, la culée ne bouge pas, donc le joint de rupture et la poussée à la clef restent les mêmes ; seulement le point d'application de la résultante des actions de toute nature transmises à la base de la culée se rapproche de l'intrados.

Lorsqu'il arrive à l'intrados, la rotation de la culée à l'intérieur de la voûte commence, le joint de rupture se ferme, et la courbe des pressions remonte sur ce joint de rupture en même temps qu'elle s'abaisse à la clef, où la poussée augmente de valeur.

Les valeurs successives de la poussée satisfont sensiblement à la relation

$$\text{(2)} \qquad P(a-x'')+R(h-y_1)=Q_1 h,$$

On voit que Q_1 augmente sans cesse avec R ; la courbe des pressions prend des positions successives telles que O'm'S, jusqu'à ce qu'elle atteigne l'extrados en r. A cet instant, le moment par rapport à r des poids superposés à l'assise (rm) est égal au moment de la poussée à la clef Q, dont la valeur peut se déterminer facilement ; en la rapportant dans l'équation (2), on trouvera la valeur correspondante de la contre-poussée R.

Si cette valeur vient à être dépassée, la courbe des pressions sort de l'extrados, la culée se renverse à l'intérieur pendant que la partie supérieure de la voûte s'effondre après avoir été soulevée tout d'abord.

On voit par l'exemple précédent comment on pourra appliquer le calcul à des phénomènes de cette nature. Mais, dans la pratique, il est inutile de recourir au calcul, et l'on peut se contenter de simples constructions géométriques.

Soit une voûte (*abcd*) reposant sur un pied-droit *ecfg* (fig. 8, pl. V). Construisons la courbe des pressions *kck*. En principe, cette courbe ne doit jamais sortir du massif ; mais, sans sortir du massif elle peut s'approcher du point f d'une manière inquiétante. Si la pression venait à se concentrer sur ce point, il est clair que le sol fléchirait, qu'il se produirait un certain renversement de la culée et que la stabilité de la construction serait compromise.

Il faut donc ramener la courbe des pressions plus à l'intérieur du massif, et s'arranger par exemple de manière à la faire passer par le milieu de la base.

On pourra arriver à ce résultat de deux manières :

1° En construisant au-dessus de la culée un massif de maçonnerie assez lourd et dont le centre de gravité soit convenablement placé.

A cet effet, soit S la poussée exercée par la voûte sur son joint de rupture; cette poussée se compose avec le poids P du massif inférieur au joint de rupture, et leur résultante R coupe la base du pilier au point *h* qui appartient à la courbe des pressions (fig. 9). On veut amener cette courbe à passer au milieu *i* de la base, en imposant au pilier une surcharge de maçonnerie dont le centre de gravité se trouve sur la verticale *xy*, et on demande la valeur de cette surcharge.

Prolongeons R (fig. 9, pl. V) jusqu'à sa rencontre en O avec *xy*; la résultante de R et de la surcharge devra se trouver dans la direction OI; prenant OR′ égale à OR et achevant le parallélogramme des forces nous trouvons que la surcharge est mesurée à l'échelle par la longueur OP′.

2° Mais le système de la surcharge, qui conduit souvent à des dispositions fort élégantes en architecture, est quelquefois gênant et il exige toujours plus de maçonneries qu'on n'en dépenserait pour contre-buter la culée par une voûte.

C'est le second système que l'on peut adopter, et c'est celui qu'on rencontre le plus souvent dans les ponts. Généralement, les grandes voûtes de rive sont prolongées par des voûtes plus petites sous lesquelles passent les chemins de halage, et on tire parti de ces voûtes pour réduire la masse de la culée.

On se donne donc la voûte de décharge, elle transmet au pilier une poussée S′ (fig. 8), qui, composée avec la poussée S de la grande voûte et avec le poids P du massif situé au-dessous des deux joints de rupture donne la résultante à la base du pilier et son point d'application *i*.

Si l'on trouve que ce point d'application n'est pas assez rapproché du milieu de la base, on modifie la poussée de la voûte auxiliaire en en changeant soit l'ouverture, soit la flèche.

Genéralement, on n'en peut pas changer l'ouverture qui est fixée par d'autres considérations; mais on peut agir sur la flèche.

Nous avons vu que la poussée horizontale d'une voûte d'ouverture et d'épaisseur données est d'autant plus considérable que cette voûte est plus surbaissée. Ainsi, l'ogive ou le plein-cintre ne conviennent pas pour des voûtes de décharge; lorsqu'on veut produire un contre-butement énergique, c'est à un arc de cercle se rapprochant le plus possible de la plate-bande qu'il faut recourir.

Et cela se conçoit, car, puisqu'il s'agit de résister à une poussée horizontale, il faut lui opposer des joints se rapprochant le plus possible de la normale à la direction de la poussée, c'est-à-dire de la verticale.

Après quelques tâtonnements, on arrivera toujours à déterminer les proportions convenables.

Mais, rappelons que, dans la pratique, il faut, autant que possible, que la courbe des pressions de la grande voûte supposée isolée, ne sorte pas de sa culée; si elle venait à en sortir, sans doute on pourrait la ramener à une position convenable au moyen d'une voûte de décharge; mais celle-ci, comprimée par le déversement du pilier, ne serait plus dans un état naturel; il s'y développerait à la clef des poussées extraordinaires, et il faudrait lui donner plus que les dimensions usuelles. C'est alors que la nécessité d'une voûte de décharge surbaissée apparaît bien, car le plein cintre risquerait d'être écrasé et de périr en se relevant au sommet.

Une manière simple de contre-buter une voûte, c'est de lui accoler une demi-voûte égale; la poussée horizontale se trouvant la même des deux côtés, la

courbe des pressions reste verticale dans le pilier et nul effort de renversement ne se produit. Ce système est fort en usage dans le style gothique ; remarquez cependant qu'il ne fait que déplacer la difficulté ; car il faut toujours créer une culée à l'arc-boutant, ce que l'on fait d'ordinaire en le surchargeant au-dessus des naissances avec des clochetons et en le supportant par des piliers dont l'épaisseur va en croissant jusqu'au sol de manière à enfermer toujours la courbe des pressions.

Nous avons supposé jusqu'à présent que la grande voûte et celle qui la contrebute ont leurs naissances au même niveau.

Si la voûte de décharge a sa naissance plus bas que celle de l'autre, le bras de levier de sa poussée par rapport à l'arête inférieure du pilier est moindre que précédemment, donc la poussée horizontale qui lui est transmise doit être plus forte et il est nécessaire de la surbaisser davantage.

Si la voûte de décharge a sa naissance plus haut que celle de la grande voûte, son bras de levier augmente, sa poussée diminue.

Mais, dans l'un et l'autre cas, il faut toujours suivre attentivement les courbes des pressions notamment dans la partie du pilier comprise entre les deux voûtes et reconnaître si nulle part ces courbes ne sortent du massif.

Nous nous bornerons aux considérations précédentes qui suffiront, nous l'espérons, à guider le lecteur dans les cas les plus compliqués. En combinant les constructions géométriques avec le théorème des moments, on arrive toujours à des résultats simples et nets qui suffisent à tous les besoins de la pratique.

Résistance des culées et des murs de soutènement. — Quand on s'est assuré de la stabilité des voûtes, cela ne suffit pas; il faut encore s'assurer de la stabilité des supports.

PILES.

Pour les piles, rien n'est plus facile; puisqu'elles séparent deux voûtes égales, les poussées horizontales s'équilibrent en déterminant une compression latérale des maçonneries. Il n'y a point de renversement à craindre ; on n'a plus à tenir compte que des efforts verticaux, qui sont toujours parfaitement connus. Sachant en outre quelle pression maxima on ne doit pas dépasser par unité de surface, on calcule immédiatement la section horizontale à donner à la pile.

Exemple : une pile doit porter par mètre courant 120,000 kilogrammes, et elle est construite avec des matériaux, se rompant sous un effort de 60 kilogrammes par centimètre carré, c'est-à-dire tels qu'on ne doit pas leur faire porter d'une manière permanente plus de 6 kilogrammes par centimètre carré ; la section de la pile devra être de 20,000 centimètres carrés par mètre courant, c'est-à-dire qu'il faudra lui donner deux mètres de large.

CULÉES.

Pour les culées la chose est moins facile, cependant elle se simplifie beaucoup par la considération de la courbe des pressions.

Il est nécessaire, avant d'entrer au vif de la question, d'exposer quelques considérations préliminaires :

PROBLÈME. — *Étant donné un massif homogène* (fig. 10, pl. V) *à arêtes verticales et à section horizontale rectangulaire* (abcd), *sachant que la base de ce massif est pressée par une force verticale* N *dont le point d'application* h *est situe sur un des axes de symétrie du rectangle, on demande quelle est la pression élémentaire en un point quelconque du rectangle et particulièrement en quel point se produit la pression élémentaire maxima.*

Dans le premier chapitre de son Cours de mécanique appliquée, M. Bresse résout complétement la question par la considération des centres de percussion. Nous ne pouvons reproduire ici cette méthode si élégante et si intéressante.

Il arrive à ce résultat, que l'on trouve à la page 62 de son traité :

1° Lorsque le point d'application h de la pression verticale N est tel que sa distance oh au centre du rectangle soit inférieure au tiers du demi-axe (om), si l'on désigne le rapport $\frac{oh}{om}$ par la lettre n, et qu'on appelle S la surface du rectangle ($abcd$), la pression maxima s'exercera sur l'arête (bd) du rectangle, et cette pression par unité de surface s'obtiendra au moyen de la formule

$$(1) \qquad p = \frac{N}{S}(1 + 3n).$$

2° Lorsque au contraire le rapport $\frac{oh}{om}$ est supérieur à $\frac{1}{3}$, la pression maxima s'exerce encore sur l'arête (bd) du rectangle, mais elle est donnée par la formule

$$(2) \qquad p = \frac{N}{S}\,\frac{4}{3(1-n)}$$

Dans le premier cas, la surface ($abcd$) tout entière est pressée; lorsque le rapport n atteint la valeur $\frac{1}{3}$, toute la surface de base est encore pressée, mais la pression est nulle sur l'arête extrême (ac); dans le second cas, lorsque n est plus grand qu'un tiers, si l'on prend (mk), égal à trois fois mh, la pression sera nulle en dehors de l'arête a_1c_1 et elle ira en croissant depuis cette arête jusqu'à l'arête bd.

Mais on peut donner une démonstration simple des formules précédentes :

Appelons $2a$ la longueur du rectangle, p et P les pressions en m et n (fig. 11),

x la distance qui sépare m d'un point quelconque de l'axe mn,

c la distance qui sépare le point d'application h du milieu de l'axe.

Sous l'influence de la force N, la base mn se déplace plus ou moins; on admet qu'elle ne se déforme pas et qu'elle reste plane; on admet en outre, ce qui est conforme aux lois d'élasticité, qu'en chaque point la force élémentaire est mesurée par le déplacement.

Ainsi, en m, la pression est mesurée par la verticale mp.

Grâce à ces hypothèses, que l'expérience justifie dans une certaine mesure, on peut calculer la déformation en posant la condition que toutes les forces élémentaires aient une résultante égale et directement opposée à N.

Il faut pour cela deux conditions :

1° La somme des forces élémentaires, telles que mp, somme représentée par l'aire du trapèze mnpP doit être égale à N, ce qui donne une première

relation

(1) $$N = (P + p) a.$$

2° La somme des moments des forces élémentaires par rapport au point h doit être algébriquement nulle (fig. 11, pl. V).

Or la somme des moments des forces situées à gauche de h est égale au moment de l'aire du trapèze $mhpl$, et la somme des moments des forces situées à droite de h est égale au moment de l'aire du trapèze $nhPl$;

La verticale hl a pour valeur

$$p + (P - p)\frac{a+c}{2a};$$

la hauteur du trapèze de gauche est $(a + c)$ et celle du trapèze de droite est $(a - c)$; égalant le moment du trapèze de gauche au moment du trapèze de droite, il vient :

(2) $$p.\frac{a+c}{2}.2.\frac{a+c}{3} + \left[p + (P-p)\frac{a+c}{2a}\right]\frac{a+c}{2}.\frac{a+c}{3} =$$
$$= P\frac{a-c}{2}.2.\frac{a-c}{3} + \left[p + (P-p)\frac{a+c}{2a}\right]\frac{a-c}{3}.\frac{a-c}{2}$$

Des équations (1) et (2) on tire les valeurs suivantes de p et de P en fonction de N :

(3) $$P = N\frac{a+3c}{2a^2} \quad \text{et} \quad p = N\frac{a-3c}{2a^2}$$

Ainsi la plus grande pression s'exerce sur l'arête du rectangle la plus rapprochée de la pression N;

Et si l'on remarque que nos calculs s'appliquent à une tranche rectangulaire d'un mètre de largeur, ce qui fait que l'aire S de cette tranche est mesurée par $2a$, si l'on pose en outre $\frac{a}{c} = n$, la valeur de P peut s'écrire comme plus haut sous la forme simple

$$P = \frac{N}{S}(1 + 3n).$$

Voyons maintenant comment varient les pressions élémentaires quand la force N se déplace; c peut varier de 0 à a.

Pour $c = 0$, on trouve $p = P = \frac{N}{S}$ et la pression est uniformément répartie sur toute la surface de base;

A mesure que c augmente, P augmente aussi et p diminue.

Lorsque c atteint $\frac{1}{3}a$, p est nul, et au delà, p deviendrait négatif; mais, dans les maçonneries, on ne tient pas compte de la résistance à l'extension et on la suppose nulle, de sorte que, pour $c > \frac{1}{3}a$, il y a une zone du rectangle qui n'est pas pressée, et cette zone est facile à déterminer, car il suffit de prendre $nk = 3.nh$; au point k la pression est nulle ainsi que sur la surface située à

gauche, et elle va en croissant depuis ce point jusqu'en n, où elle atteint son maximum (fig. 12).

Pour $c = \frac{1}{3} a$,

$$P = 2\frac{N}{S},$$

la pression est double de la valeur qu'elle prendrait si elle était uniformément répartie.

Pour

$$c > \frac{1}{3} a,$$

on a : $nk = 3(a - c)$, figure 12, planche V, et l'aire du triangle knp, qui représente la somme des pressions élémentaires, doit être égale à N, d'où la relation

$$N = \frac{P}{2} 3(a - c) \quad \text{ou} \quad P = \frac{2}{3} \frac{N}{a - c}$$

Posant $\frac{c}{a} = n$ et remarquant que la surface du rectangle de base est mesurée par $2a$, nous pouvons écrire la valeur de P,

$$P = \frac{2}{3a} \frac{N}{1 - n} = \frac{4N}{S} \frac{1}{3(1 - n)}.$$

La pression P devient infinie sur l'arête lorsque la force N est précisément appliquée sur cette arête.

En résumé, nous retrouvons les deux formules simples de M. Bresse. En voici une application :

1° Soit une tranche de culée ayant 6 mètres de long et 1 mètre de large soumise à une pression verticale de 200,000 kilogrammes.

On a :

$$2a = 6^m, \qquad N = 200,000.$$

Supposons que la force N soit appliquée à $0^m,50$ du centre du rectangle, la valeur de n est égale à $\frac{0,5}{3}$ ou $\frac{1}{6}$, c'est-à-dire inférieure à $\frac{1}{3}$; donc la pression maxima P, qui s'exerce toujours sur l'arête la plus rapprochée de N, est donnée par la formule

$$P = \frac{N}{S}(1 + 3n) = \frac{200\,000}{6}\left(1 + \frac{3}{6}\right) = \frac{200.000}{6} \cdot \frac{3}{2} = 50.000$$

La pression sur l'arête est donc de 50,000 kilogrammes par mètre carré, ou 5 kilogrammes par centimètre carré, ce qui, presque toujours, est admissible.

Si la pression était uniformément répartie, c'est-à-dire si la force N était appliquée au centre du rectangle, on aurait

$$P = \frac{N}{S} = \frac{200.000}{6} = 33.333 \text{ kilog.}$$

$$\text{pour} \quad n = \frac{1}{3} \quad P = 66,666 \text{ kilog.}$$

2° Supposons maintenant que la force N est appliquée à $1^m,50$ du centre du rectangle, il faudra calculer P par la formule

$$P = \frac{4N}{S} \frac{1}{3(1-n)},$$

qui, pour $n = \frac{1}{2}$, donne :

$$P = \frac{4.200.000}{6} \frac{1}{3.\frac{1}{2}} = 200.000.\frac{4}{6}.\frac{2}{3} = \frac{4}{9}.200.000 = 88.888 \text{ kilog.}$$

Enfin, si l'on faisait $n = \frac{5}{6}$ c'est-à-dire si l'on supposait la force N appliquée à $2^m,50$ du centre du rectangle, on trouverait $P = 266666$ kilogrammes par mètre carré ou près de 27 kilogrammes par centimètre carré, ce qui dépasserait certainement les pressions les plus grandes qu'il soit permis d'imposer même au rocher.

Grâce à ces exemples, on pourra calculer la pression maxima qui s'exerce à la base d'un massif quelconque de maçonnerie.

2° *Théorème. — Lorsqu'un massif de maçonnerie limité à des faces verticales est soumis à l'action d'une force appliquée sur sa face supérieure, la courbe des pressions à l'intérieur de ce massif est une hyperbole à asymptote verticale, dont la concavité est tournée du côté d'où vient la force.*

Soit un massif de maçonnerie dont la section verticale est le rectangle OGHK (fig. 4, pl. VI); dans le sens normal à la figure, ce massif n'a qu'un mètre de large ; c'est ainsi que l'on agit d'ordinaire dans la pratique, où l'on se contente de faire le calcul pour un mètre courant de culée ou de mur de soutènement.

La force R faisant avec l'horizontale l'angle α, agit sur la face supérieure de ce massif; pour trouver un point de la courbe de pression, par exemple celui où elle rencontre la base HK, il faut composer la force R, représentée par la ligne AB avec le poids du massif représenté par AC. La résultante est représentée par AD; elle coupe la base au point E qui appartient à la courbe des pressions. Soit x_1 et y_1 les coordonnées de ce point E, dont il s'agit de déterminer le lieu.

Le poids du massif superposé à la base est représenté par $2\,a\,dy_1$ en appelant $2a$ la largeur de ce massif et d sa densité.

Désignons par l la distance du point d'application de la force R à l'arête O du massif, c'est-à-dire à l'origine des coordonnées;

L'équation de la droite AB est

$$y = \tang \alpha\,(x - l),$$

L'équation de la droite AC est

$$x - a = 0,$$

et l'équation générale des droites passant par l'intersection des deux précédentes, c'est-à-dire par le point A, est

$$(1) \qquad y - \tang \alpha\,(x - l) + \lambda\,(x - a) = 0,$$

dans laquelle λ représente un coefficient indéterminé.

Le coefficient angulaire de la résultante AD est représenté par tang β, c'est-à-dire par le rapport $\frac{DF}{FA}$;

$$\text{Or} \qquad DF = DB + BF = 2ady_1 + R\sin\alpha \quad \text{et} \quad FA = R\cos\alpha,$$

$$\text{donc} \qquad \tang\beta = \frac{2ady_1 + R\sin\alpha}{R\cos a}.$$

La droite indéterminée (1) peut s'écrire :

$$y = (\tang\alpha + \lambda)x + \lambda a - l\tang\alpha,$$

si l'on veut qu'elle représente précisément la résultante AD, il faut exprimer que son coefficient angulaire $(\tang\alpha + \lambda)$ est égal à $(\tang\beta)$, ce qui conduit à la relation :

$$(2) \qquad \tang\alpha + \lambda = \frac{2ady_1 + R\sin\alpha}{R\cos\alpha}.$$

Éliminant l'indéterminée λ entre les deux équations (1) et (2), il nous restera une équation qui nous donnera la valeur de x_1 en fonction de y_1; nous aurons donc obtenu la relation qui lie l'une à l'autre les coordonnées d'un point de la courbe des pressions, c'est-à-dire l'équation même de cette courbe.

Cette équation est :

$$(3) \qquad 2adxy + (R\cos\alpha - 2a^2d)\,y - R\sin\alpha\,x + Rl\sin\alpha = 0$$

qui représente une hyperbole, ayant pour asymptote la droite verticale :

$$2adx + R\cos\alpha - 2a^2d = 0$$

L'autre asymptote est horizontale ; donc l'hyperbole est du genre équilatère.

Lorsque $\alpha = 0$, c'est-à-dire lorsque R se réduit à une poussée horizontale l'équation (3) se réduit à

$$2adx + R - 2a^2d = 0$$

c'est-à-dire que la courbe des pressions est une droite verticale, ce qu'il est facile de démontrer géométriquement en considérant dans le massif une série de tranches horizontales équidistantes.

L'intérêt des calculs précédents est plutôt théorique que pratique ; jamais il ne faut calculer la courbe des pressions, on doit en construire géométriquement quelques points que l'on réunit ensuite par un trait continu.

Le massif d'une culée est toujours à peu près assimilable à un pilier à faces verticales, donc la courbe des pressions diffère peu d'une hyperbole tournant sa concavité vers la force R : c'est là un renseignement précieux qui permet de tracer très-exactement la courbe des pressions lorsqu'on en a déterminé deux ou trois points.

Détermination de l'épaisseur d'une culée.— Soit une voûte complète (figure 5, planche VI), dont *cd* est la demi-ouverture et (*ca*) la montée, nous savons que le joint de rupture *ef* correspond sensiblement au milieu de la montée, et nous pouvons par suite calculer la poussée à la clef et la pression R transmise au joint;

la courbe des pressions est tangente en (e) à la droite R; de plus, il est facile de trouver le point où elle rencontre la base (hg) de la culée, en composant R avec le poids P du massif de cette culée; la résultante perce la base au point K; ces éléments suffisent pour tracer la courbe des pressions d'une manière suffisamment exacte.

Deux conditions sont nécessaires pour la stabilité de l'édifice :

1° La courbe des pressions ne doit pas couper trop obliquement la base de la culée, parce que le glissement de cette base sur le sol pourrait se produire. L'angle de frottement est égal environ à 35°. Presque jamais, l'inclinaison de la courbe des pressions n'atteint cette limite; cependant, cela peut arriver et il est bon de le prévoir;

2° La pression maxima à la base de la culée ne doit pas dépasser une certaine limite. Cette limite est facile à calculer, comme nous l'avons vu plus haut :

La résultante agissant au point k a pour composante verticale N le poids de la demi-voûte plus celui de la culée; d'autre part, on mesure ok et on prend le rapport $n = \frac{ok}{oh}$. Le point o est le milieu de la base $h\,g$.

Si ce rapport est inférieur à $\frac{1}{3}$, la pression maxima est donnée par $\frac{N}{S}(1$

s'il est supérieur à $\frac{1}{3}$, par

$$\frac{N}{S}\frac{4}{3(1-n)}$$

et cette pression maxima s'exerce sur l'arête k.

On verra si elle dépasse la limite admissible, ou si elle lui est inférieure, et on augmentera ou bien on diminuera en conséquence l'empatement de la culée.

Rappelons qu'il convient de placer les assises successives de maçonnerie de la culée non pas horizontalement, mais normalement à la courbe des pressions : c'est une précaution très-facile à observer et très-favorable à la résistance.

Rappelons encore que la hauteur de la culée doit aller en diminuant à partir de la retombée de la voûte, et qu'il convient de lui donner la forme indiquée à la figure, et non le profil pointillé, car le massif triangulaire (mif) ne tend pas à ramener le point k vers le centre de la base : ce massif additionnel serait souvent plus nuisible qu'utile, et mieux vaut le supprimer, ou bien le faire servir à augmenter l'embase de la culée.

Méthode empirique pour le calcul des culées. — Souvent on ne s'inquiète pas de la répartition des pressions élémentaires sur la base des culées; on se contente de considérer la question au point de vue de l'équilibre, et voici comment :

La pression R transmise par la voûte au joint de rupture se décompose en deux forces, la poussée horizontale q, dont le moment de renversement par rapport à l'arête extrême de la culée est $q.\,h$ et le poids p du massif superposé au joint de rupture; ce dernier se compose avec le poids P de tout le massif inférieur au joint de rupture, et leur résultante P′ se trouve, par exemple, à une distance d de l'arête extrême de la culée, de sorte que son moment est $P'd$.

Il suffirait pour l'équilibre que l'on eût

$$P'd = q.$$

mais la résultante totale des pressions passerait alors par l'arête extrême de la culée, et l'équilibre serait instable, c'est-à-dire qu'il disparaîtrait immédiatement.

On a eu l'idée, pour parer à cet inconvénient, d'adopter un coefficient de stabilité plus ou moins élevé, c'est-à-dire qu'on s'arrange de manière à ce que le moment de P' soit égal, non pas à une fois, mais à *m* fois le moment de la poussée horizontale.

Le nombre entier ou fractionnaire (*m*) est le coefficient de stabilité, et, si l'on consulte les errements des constructeurs, on reconnaît que ce coefficient varie de 1,5 à 2.

Il serait inutile d'adopter un coefficient trop élevé, surtout si on répartissait le poids de la culée sur une large base, car il pourrait arriver alors que le centre des pressions passât à droite du milieu *o* de cette base; la pression maxima s'exercerait alors sur l'arête interne de la culée, et si le rapport (*n*) venait à dépasser $\frac{1}{3}$, il y aurait une zone de la culée, à partir de l'arête externe qui ne participerait plus aux pressions, qui se détacherait du reste et qui deviendrait inutile pour la résistance.

La remarque précédente tend à démontrer qu'il ne faut point se contenter de la méthode empirique seule, et qu'elle ne dispense point de tracer la courbe des pressions.

Nous n'avons pas l'intention de traiter ici complétement la question des murs de soutènement et de la poussée des terres. Nous examinerons en détail cette question délicate lorsque nous aurons à parler des murs de quai et des murs de réservoirs.

Cependant, comme la construction des ponts est ordinairement accompagnée de la construction de perrés, de murs de soutènement pour les levées, de murs de quais, comme en outre la recherche de la stabilité de ce genre d'ouvrages est identique à ce que nous venons de faire pour les culées, nous avons cru devoir en dire ici quelques mots.

Résultats expérimentaux. — Un massif de terre, étant soutenu par un mur, exerce sur la face postérieure de ce mur une pression que la théorie de la poussée des terres a pour objet de déterminer en grandeur et en direction.

Lorsque cette détermination est faite, en combinant la poussée que l'on connaît avec le poids du mur qu'il est facile de calculer, on trouvera la résultante totale des actions auxquelles le mur est soumis, et on reconnaîtra : 1° si cette résultante passe à l'intérieur de la base du mur, c'est-à-dire si l'équilibre est possible; 2° et dans le cas où cette première condition est réalisée, si la résultante ne passe point trop près de l'arête de renversement, eu égard à la résistance propre du sol de fondation sur lequel le mur est établi.

Tout revient donc à déterminer la poussée des terres; mais on conçoit immédiatement que cette détermination ne peut se faire d'une manière absolue, e- qu'elle est essentiellement variable non-seulement avec la nature de chaque terre, mais encore avec les conditions physiques dans lesquelles cette terre est placée.

Lorsqu'une terre est à l'état pulvérulent et que ses molécules n'ont entre elles aucune cohésion, cette terre, abandonnée à elle-même, prend un talus plus ou moins incliné, et, lorsqu'un talus stable s'est formé, c'est que les molécules placées à sa surface sont soumises à deux efforts égaux, l'un dirigé vers le bas et égal à la composante de la pesanteur parallèle au talus, l'autre dirigé vers le haut et égal au frottement que la masse subjacente exerce sur les molécules de la

surface; plus le frottement moléculaire est considérable, plus le talus est roide. La poussée des terres meubles soutenues par un mur est intimement liée avec leur talus naturel d'éboulement; plus ce talus est incliné, plus est considérable le prisme qui tend à se détacher de la masse pour venir presser la face postérieure du mur de soutènement.

Pour les terres pulvérulentes on peut admettre que le frottement moléculaire est le seul obstacle à l'écoulement; mais il n'existe guère de terres absolument pulvérulentes : quelques-unes sont susceptibles de se tenir par elles-mêmes avec des parois presque à pic, c'est que leurs molécules sont réunies par une certaine cohésion. Lorsque l'on a affaire à du rocher, c'est même cette cohésion ou résistance au glissement transversal qui en assure la stabilité.

Ces considérations font comprendre que, si l'on veut tenir compte de toutes les circonstances qui peuvent se présenter dans la poussée des terres, on entrera dans une étude fort compliquée; cette étude est fort intéressante au point de vue mathématique, et elle a été abordée par beaucoup d'auteurs éminents.

Mais, au point de vue pratique, en présence des variations que la poussée des terres peut subir par des circonstances accidentelles, il faut se contenter de la méthode la plus simple avec laquelle on soit bien certain d'obtenir une stabilité absolue pour les murs de soutènement.

Le principe de la méthode pratique est donc d'éliminer toutes les forces accessoires qui concourent à la stabilité, telles que la cohésion des terres et leur frottement sur les parois du mur qui les soutient, et de ne considérer que la poussée due au poids du prisme qui tend à se détacher.

L'action de ce prisme est du reste prépondérante et presque seule à considérer lorsqu'il s'agit de terres vaseuses ou humectées, agissant comme des liquides.

Le point de départ de nos calculs sera donc de déterminer expérimentalement la densité des terres et leur talus naturel d'éboulement.

Voici quelques renseignements sur ce sujet :

Le mètre cube de	terre végétale pèse	1400	kilogrammes.
—	terre franche	1500	—
—	terre argileuse	1600	—
—	terre glaise	1900	—
—	sable terreux	1700	—
—	sable pur	1900	—

Le sable fin et très-sec est la terre qui prend la moindre inclinaison vers l'horizontale.

D'après certaines expériences, l'inclinaison peut descendre jusqu'à 21 degrés; mais Rondelet a trouvé pour du sable fin et sec ou pour du grès pulvérisé un talus incliné à 35 degrés sur l'horizontale, et, pour de la terre non cohérente et bien sèche, on trouve 39 degrés.

La terre ordinaire sèche et pulvérisée prend un talus de	45°
Légèrement humectée, elle peut atteindre	54°
La terre franche compacte ne dépasse pas	55°

Ainsi on pourra admettre que :

Pour le sable le talus naturel d'éboulement est à	35°	sur l'horizon.
Pour la terre ordinaire	45°	—
Pour la vase fluide	0°	—

Calcul de la poussée sur une paroi verticale. — Soit un mur *adef* à parois verticales (fig. 6, pl. VI), accolé à un massif de terre de même hauteur que lui.

Soit (*ab*) le talus naturel d'éboulement de cette terre, talus qui dépend de sa nature, mais qu'on peut en général supposer égal à 45 degrés : si l'on considère le prisme ayant pour section le triangle (*abd*) (ce prisme étant solidifié par la pensée), il est en équilibre sur sa base (*ab*), puisque cette base est inclinée suivant l'angle de frottement, et il ne tend pas plus à monter qu'à descendre; au contraire, tout prisme ayant pour section le triangle *adc*, moindre que (*adb*), tend à glisser sur sa base et exerce sur la paroi (*ad*) une certaine pression qui dépend du poids des terres, de l'inclinaison du talus et de la valeur du frottement.

Quand la base du prisme s'élève à partir de (*ab*), le frottement ne suffit plus à équilibrer la composante de la pesanteur normale à la paroi du mur, et cette composante part de zéro pour aller en croissant.

Quand la base du prisme s'éloigne de (*ad*), le volume de ce prisme est d'abord nul et s'accroît; il en est de même de la poussée transmise à la paroi.

Donc, la poussée partant de zéro pour arriver à zéro, il existe un prisme intermédiaire dont *adc* est la section, et qui détermine la poussée maxima.

On démontre que ce prisme correspond à la bissectrice (*ac*) de l'angle que fait la paroi du mur avec le talus naturel d'éboulement.

Considérant comme démontrée cette propriété sur laquelle nous aurons lieu de revenir, nous admettrons que, parmi les prismes susceptibles de glisser pour presser le mur, c'est toujours le prisme de plus grande poussée qui tend à se produire.

C'est évidemment le meilleur moyen de s'assurer de la stabilité.

Désignant par α l'angle que le talus d'éboulement fait avec la verticale, par δ la densité de la terre par h, la hauteur du mur, le poids du prisme de plus grande poussée, dont le triangle *adc* est la section, sera :

$$\frac{1}{2}\delta h^2 \operatorname{tang}\frac{\alpha}{2};$$

ce poids est représenté en grandeur et en direction par la verticale GP. C'est sa composante GH, parallèle à la base (*ac*) du prisme, qui tend à produire le glissement du massif sur cette base.

La force mouvante est donc GP. $\cos\frac{\alpha}{2}$ ou

$$\frac{1}{2}\delta h^2 \operatorname{tang}\frac{\alpha}{2}\cdot\cos\frac{\alpha}{2}.$$

Quant aux forces résistantes, dirigées en sens contraire, elles comprennent :

1° La composante

$$Q\sin\frac{\alpha}{2}$$

de la réaction que la paroi du mur exerce sur le massif qui la presse;

2° Le frottement, dû à la pression normale GN, ou

$$GP.\sin\frac{\alpha}{2}$$

ou encore

$$\frac{1}{2}\delta h^2 \operatorname{tang}\frac{\alpha}{2}\sin\frac{\alpha}{2};$$

ce frottement est, comme nous savons, proportionnel à la pression normale et au coefficient de frottement f de la terre sur elle-même ; il est donc exprimé par la formule :

$$\frac{1}{2}f\delta h^2 \operatorname{tang}\frac{\alpha}{2}\sin\frac{\alpha}{2}$$

3° Le frottement dû à la composante $Q\cos\frac{\alpha}{2}$ de la réaction Q ; ladite composante normale au plan de glissement (ac) détermine un frottement dont l'intensité est $fQ\cos\frac{\alpha}{2}$.

Égalant les forces mouvantes aux forces résistantes, nous obtenons l'équation d'équilibre :

$$(1)\qquad \frac{1}{2}\delta h^2 \operatorname{tang}\frac{\alpha}{2}\cos\frac{\alpha}{2} = Q\sin\frac{\alpha}{2} + \frac{1}{2}f\delta h^2 \operatorname{tang}\frac{\alpha}{2}\sin\frac{\alpha}{2} + fQ\cos\frac{\alpha}{2}$$

Le coefficient de frottement f, ou rapport du frottement à la pression normale, est représenté par la tangente trigonométrique de l'angle que le talus d'éboulement naturel fait avec l'horizon ; donc $f = \operatorname{cotang}\alpha$.

Portant cette valeur de f dans l'équation (1) et remarquant que $\operatorname{cotang}\alpha$ peut se remplacer par

$$\frac{1-\operatorname{tang}^2\frac{\alpha}{2}}{2\operatorname{tang}\frac{\alpha}{2}}$$

nous arrivons à l'équation finale :

$$(2)\qquad Q = \frac{1}{2}\delta h^2 \operatorname{tang}^2\frac{\alpha}{2},$$

qui donne l'équation de la poussée en fonction de la hauteur du mur, de la densité des terres et du talus d'éboulement.

On voit que cette poussée varie comme le carré de la hauteur.

Quel est son point d'application sur la paroi verticale bd?

Considérons l'assise située à une hauteur z au-dessous de la crête du mur, la poussée totale transmise au massif superposé à cette assise sera

$$(3)\qquad Q = Az^2,$$

expression dans laquelle A désigne la quantité constante

$$\frac{1}{2}\delta \operatorname{tang}^2\frac{\alpha}{2}.$$

La zone comprise entre l'assise z et l'assise $(z+dz)$ est soumise à une pres-

sion qui est la différentielle de la précédente, c'est-à-dire égale à

$$2Az\,dz,$$

et son moment par rapport au point d est

$$2Az^2dz\,;$$

la poussée totale Q étant égale à Ah^2 et appliquée à une distance Z au-dessous du même point d, son moment doit être égal à la somme des moments des poussées élémentaires, et il vient :

$$Z.Ah^2 = \int_0^h 2Az^2dz = \frac{2}{3}Ah^3 \quad \text{d'où} \quad Z = \frac{2}{3}h.$$

Ainsi la poussée Q est appliquée normalement à la paroi du mur et au tiers de la hauteur de cette paroi à partir de la base.

Le problème de la recherche de la poussée des terres est donc complétement résolu.

Faisons-en l'application à un exemple numérique.

Application de la théorie précédente. — *Mur à parois verticales.* — Figure 7, planche VI.

Considérons d'abord un mur à parois verticales de 12 mètres de hauteur. Il est construit avec de la maçonnerie dont la densité $\pi = 2,200$ kilogrammes, et soutient une terre franche dont la densité est de 1,600 kilogr. et le talus naturel d'éboulement 45°.

Menons ce talus à 45°, ab, et la bissectrice (ac) de l'angle qu'il fait avec la verticale.

Le prisme de plus grande poussée a pour section le triangle (adc); la poussée est donnée par l'équation :

$$Q = \frac{1}{2}\delta h^2 \text{tang}^2 \frac{\alpha}{2},$$

la longueur (dc) est égale à $h \text{tang} \frac{\alpha}{2}$; mesurons-la avec le double décimètre sur l'épure exécutée à l'échelle de $\frac{1}{100}$, nous la trouvons égale à 5 mètres, son carré est donc égal à 25 et la pression

$$Q = \frac{1}{2} \cdot 1600.25 = 20.000 \text{ kilog.}$$

Elle est appliquée au tiers de la hauteur (ad), c'est-à-dire que son bras de levier par rapport à l'arête de rotation (e) est de 4 mètres.

Donc le moment de renversement est égal à . . . . 80,000.

Appelons x la largeur du mur; son poids est πhx et son moment de résistance $\pi h \frac{x^2}{2}$.

Pour l'équilibre, il suffira d'avoir (1) $\pi h \frac{x^2}{2} = 80,000$, ou $x = 2,45$.

Mais, si le mur est simplement en équilibre, il ne s'y maintiendra pas parce

que la résultante de toutes les pressions passera par l'arête de rotation et sortira de la base pour la moindre déformation.

Si l'on veut assurer la stabilité, il faut donc multiplier le premier membre de l'équation (1) par un coefficient plus grand que l'unité.

La pratique a enseigné qu'il convenait de prendre ce coefficient égal à 2, et l'on a alors, pour déterminer x, l'équation :

$$\pi h \frac{x^2}{2} = 160.000 \qquad x = 3^m,50$$

D'une manière générale, la poussée Q étant donnée par $\frac{1}{2}\,\delta h^2 \operatorname{tang}^2 \frac{\alpha}{2}$ et son bras de levier par $\frac{h}{3}$, l'épaisseur x d'un mur à parois verticales résultera de l'équation :

$$\pi h \frac{x^2}{2} = \frac{2}{6}\,\delta\, h^3 \operatorname{tang}^2 \frac{\alpha}{2},$$

qui donne

$$x = \sqrt{\frac{2}{3}\cdot\frac{\delta}{\pi}}\cdot \operatorname{tang}\frac{\alpha}{2}\cdot h$$

Admettant que α est égal à 45°, ce qui est vrai pour la terre ordinaire, on trouve

$$\operatorname{tang}\frac{\alpha}{2} = \sqrt{2} - 1 = 0.414,$$

et la formule précédente se transforme en

$$x = 0,3.h,$$

formule d'un emploi très-simple.

Tracé de la courbe des pressions. — Mais il ne suffit pas de s'assurer de la stabilité du massif considéré comme monolithe, il faut encore que dans aucune des assises de la maçonnerie le renversement, le glissement ou l'écrasement ne soient à craindre.

Avec les formes ordinaires, cela n'arrive pas en général ; mais, dès qu'on a recours à une forme spéciale, il convient d'examiner avec soin si la condition précédente est satisfaite, ce à quoi l'on arrive par l'étude de la courbe des pressions.

Proposons-nous de déterminer le point où la courbe des pressions rencontre l'assise (gk) :

La poussée totale (q) exercée sur la hauteur (kd) de la paroi du mur, hauteur que nous désignerons par z, est donnée par une expression de la forme Az^2; et elle est appliquée au-dessus du point (k) au tiers de la hauteur z. Ayant trouvé plus haut la poussée totale Q, égale à 20,000 kilog., et correspondant à la hauteur h, nous aurons pour la valeur de q.

$$q = 20.000\left(\frac{z}{h}\right)^2;$$

les valeurs successives de q sont donc les abscisses d'une parabole ayant pour axe l'horizontale (df). En donnant à $\frac{z}{h}$ plusieurs valeurs simples, on construira plusieurs points de la parabole cherchée, que l'on tracera ensuite d'un mouvement continu.

Grâce à cette parabole, on trouvera facilement en grandeur et en direction la poussée qui sollicite le massif superposé à une assise quelconque, telle que gk; à cet effet, on prendra $ki = \frac{1}{3} kd$ et l'horizontale (il) représentera à l'échelle la valeur de la poussée.

Composant cette poussée avec le poids de maçonnerie superposé à l'assise en question, et mesuré à la même échelle, on obtiendra la résultante (mr) de toutes les forces sollicitant le massif, et le point s où cette résultante coupe l'assise gk appartient à la courbe des pressions.

Cette courbe est donc bien facile à tracer par points; et il est facile aussi de vérifier par le calcul que c'est une parabole du second degré ayant pour axe la droite df, elle est donc tangente à la verticale.

Pour la stabilité deux conditions sont nécessaires :

1° Aucune assise ne doit être coupée par la courbe des pressions sous un angle moindre que 35°, parce qu'alors un glissement se produirait.

2° La courbe des pressions doit toujours se tenir assez loin des arêtes pour ne pas déterminer sur ces arêtes des pressions élémentaires capables de produire l'écrasement. C'est au moyen des formules de répartition que nous avons données à propos des culées, que l'on reconnaîtra si cette dernière condition est remplie.

Vu la forme qu'affecte dans le cas actuel la courbe des pressions, c'est l'assise inférieure qui se trouve toujours dans les plus mauvaises conditions, et c'est sur elle qu'il suffit de vérifier les conditions de stabilité.

Il est facile de modifier le profil du mur de manière à faire passer la courbe des pressions au milieu de la base. Soit t le point où elle rencontre cette base, on prendra de chaque côté une longueur égale à la demi-épaisseur du mur, et l'on joindra les points ainsi obtenus au milieu des verticales ad, ef; les lignes pointillées représenteront les nouvelles parois du mur, dont le centre de gravité et le poids n'auront pas changé.

La courbe des pressions se confondra alors sensiblement avec la médiane du mur, et dans chaque assise la pression sera uniforme.

On conçoit bien du reste que cette disposition doit être avantageuse à la stabilité; car elle a pour effet d'augmenter le bras de levier du poids résistant.

Elle permettra donc dans une certaine mesure de réduire le cube de maçonnerie employée, si l'on se contente toujours du nombre 2 pour coefficient de stabilité.

Cependant il ne faudrait pas aller trop loin dans ce sens et donner à la paroi intérieure du mur une inclinaison trop forte; il faut toujours s'arranger de manière que le centre de gravité du mur tombe à l'intérieur de sa base, car il peut arriver que les terres placées derrière ne soient point adhérentes et n'exercent pas de poussée; alors, le mur, soumis à son seul poids, risquerait de se fendre horizontalement.

Mur à section triangulaire. — On comprend sans peine que la forme rectangulaire ne convient pas pour la section verticale d'un mur de soutènement; en effet, les poussées, d'abord nulles, croissent très-rapidement avec la pro-

fondeur, donc les épaisseurs de maçonnerie doivent croître aussi avec la profondeur.

Proposons-nous donc d'adopter par exemple une section triangulaire et soit x la largeur qu'il convient de donner à la base (au) en adoptant toujours le nombre 2 pour coefficient de stabilité (figure 8, planche VI).

Le moment de la poussée est

$$\frac{1}{6}\,\delta h^3 \operatorname{tang}^2 \frac{\alpha}{2}.$$

la surface du triangle est $\frac{1}{2}hx$,

et son moment par rapport à l'arête u s'écrit

$$\frac{1}{2}\,\pi hx.\frac{2x}{3}=\frac{\pi hx^2}{3}.$$

La stabilité sera suffisamment assurée si x satisfait à l'équation

$$\frac{\pi hx^2}{3}=\frac{2}{6}\,\delta h^3 \operatorname{tang}^2\frac{\alpha}{2},$$

qui donne

$$x=\sqrt{\frac{\delta}{\pi}}.\operatorname{tang}\frac{\alpha}{2}.h$$

Remplaçant δ par 1,600, π par 2,200, tang $\frac{\alpha}{2}$ par 0,414, il vient :

$$x=0,35h,$$

ce qui, pour un mur de 12 mètres, donne pour embase $4^m,20$.

La section de maçonnerie employée avec un mur à parois verticales est $h \times 0,3h$ ou $0,3h^2$; avec un mur à section triangulaire, c'est seulement $\frac{h}{2} \times 0,35h$, ou $0,18h^2$. C'est-à-dire que cette dernière section n'exige que les $\frac{3}{5}$ du cube qu'exige la première.

Elle est donc d'un emploi favorable et il faut tendre à s'en rapprocher. Cependant il importe de vérifier aussi comment se conduit avec elle la courbe des pressions.

Nous avons construit graphiquement cette courbe des pressions sur la figure en adoptant toujours la même hauteur de 12 mètres avec une base de $4^m,20$. La courbe des pressions est une ligne droite, ce qu'il est facile de vérifier en en cherchant l'équation.

Toutes les assises horizontales sont placées dans les mêmes conditions au point de vue de la résistance ; il suffit donc de vérifier sur la base s'il n'y a pas à craindre de renversement, de glissement ou d'écrasement.

Mur à section trapèze. — Bien que, théoriquement, le mur à section triangulaire soit le plus avantageux, il n'est pas possible de l'adopter dans la pratique si on veut le construire en maçonnerie, et il faut évidemment recourir à la forme trapèze.

C'est pour ainsi dire la seule que l'on rencontre.

Lorsque l'on dispose de la valeur du talus extérieur et qu'on peut le faire aussi fort qu'on le veut, il est clair qu'il convient de se rapprocher le plus possible de la forme triangulaire. On adoptera donc pour largeur au sommet la largeur minima qu'il est possible de donner à une maçonnerie ordinaire, soit $0^m,50$, et l'on déterminera la base x par la formule

$$x = 0,35h,$$

de sorte que l'épaisseur moyenne du mur est :

$$\frac{0,35.h}{2} + 0,25 = 0,25 + 0,175h$$

Mais, le plus souvent, le talus extérieur du mur ne doit pas dépasser une certaine limite ; car, si l'on augmente l'embase, autant adopter tout de suite un remblai ordinaire ; le mur de soutènement va alors contre son but, qui est de ménager l'espace.

Ainsi la forme de section triangulaire ne sera pas souvent admissible, car elle conduit à un talus d'environ $\frac{1}{3}$; pour des murs de quai, par exemple, ce talus rendrait l'accès fort difficile.

Soit donc (fig. 9, pl. VI) un mur à section trapèze de largeur x au sommet avec des fruits mesurés par $\frac{1}{m}$ et $\frac{1}{n}$, cherchons-en l'équation d'équilibre.

Nous ne considérerons que la tendance au renversement autour de l'arête (c), car, lorsque cette tendance est suffisamment combattue, le glissement n'est pas à craindre.

Du reste, il est toujours facile de vérifier si la poussée Q est inférieure au frottement du mur sur sa base, frottement auquel il faut ajouter la cohésion lorsque la fondation est en maçonnerie.

La poussée horizontale Q étant donnée par la formule

$$Q = \frac{1}{2}\,\delta h^2 \operatorname{tang}^2\frac{\alpha}{2}$$

son moment par rapport à (c) est

$$\frac{1}{6}\,\delta h^3 \operatorname{tang}^2\frac{\alpha}{2}$$

Pour évaluer le moment résistant, décomposons le trapèze en un rectangle flanqué de deux triangles :

Le moment du rectangle $(abef)$ est égal à. $\pi hx\left(\frac{x}{2}+\frac{h}{n}\right)$

— triangle (ace) — $\pi\frac{h}{2}\cdot\frac{h}{n}\cdot\frac{2}{3}\cdot\frac{h}{n} = \pi\frac{1}{3}\cdot\frac{h^3}{n^2}$

— triangle (bfd) — $\pi\frac{h}{2}\cdot\frac{h}{m}\cdot\left(\frac{h}{n}+x+\frac{1}{3}\frac{h}{m}\right) = \pi\frac{h^2}{2m}\left(\frac{h}{n}+x+\frac{1}{3}\frac{h}{m}\right)$

Adoptant pour coefficient de stabilité le nombre 2, qui est indiqué par l'expé-

rience, nous devrons, pour déterminer x, égaler la somme des moments résistants au double du moment de renversement, et il en résultera l'équation

$$(1) \qquad \frac{1}{3}\,\delta\, h^3 \operatorname{tang}^2 \frac{\alpha}{2} = \pi\left[hx\left(\frac{x}{2}+\frac{h}{n}\right)+\frac{1}{3}\frac{h^3}{n^2}+\frac{h^2}{2m}\left(\frac{h}{n}+x+\frac{1}{3}\frac{h}{m}\right)\right]$$

C'est une équation du second degré, facile à résoudre ; elle a deux racines, l'une négative, l'autre positive ; la racine négative est étrangère à la question, et il reste pour déterminer x la formule :

$$(2) \qquad \frac{x}{h} = -\left(\frac{1}{n}+\frac{1}{2m}\right)+\sqrt{\frac{1}{3n^2}=\frac{1}{12m^2}+\frac{2}{3}\frac{\delta}{\pi}\operatorname{tang}^2\frac{\alpha}{2}}$$

Dans tous les cas, on obtiendra immédiatement par cette relation la valeur de x, d'où découle la section tout entière.

1[er] *Exemple.* — Soit

$$\frac{1}{n}=\frac{1}{6} \quad \text{et} \quad \frac{1}{m}=\frac{1}{10},$$

proportions qu'on rencontre assez fréquemment dans la pratique, admettons toujours qu'il s'agit de bonne terre ordinaire, pour laquelle

$$\alpha = 45° \quad \text{et} \quad \operatorname{tang}\frac{\alpha}{2} = 0{,}414\,;$$

la formule (2) nous conduit à

$$x = 0{,}084\, h,$$

La largeur à la base est donc $\left(\frac{1}{6}+\frac{1}{10}+0{,}084\right)h = 0{,}35.h$

et la largeur moyenne. . . . 0,217.h

2[me] *Exemple.* — Si l'on fait

$$\frac{1}{n}=\frac{1}{m}=\frac{1}{10},$$

on trouve pour x :

$$x = 0{,}14.h.$$

la largeur à la base est donc

$$0{,}34.h,$$

et la largeur moyenne

$$0{,}24.h.$$

Dans la pratique, on remplace le talus du côté des terres par une série de redans la terre placée au-dessus de chaque redan concourt à la stabilité.

Résumé. — En résumé, dans la pratique, avec une bonne maçonnerie ordi-

naire, avec les talus usuels, on sera certain de la stabilité d'un mur de soutènement, lorsqu'on lui donnera comme largeur à la base les $\frac{35}{100}$ de la hauteur des terres à soutenir.

Cette règle suffit tant qu'on n'a pas affaire à des hauteurs exceptionnelles : sans doute, on pourrait réaliser par des formes spéciales une économie dans le cube des maçonneries ; mais cette économie se traduit en général par bien peu de chose, car elle ne porte que sur de la maçonnerie de remplissage, qui vaut de 15 à 20 francs le mètre cube.

CHAPITRE IV

DESCRIPTION DES PRINCIPAUX TYPES DE PONTS EN MAÇONNERIE

I. — PONTS DE PETITE OUVERTURE

Aqueducs et ponceaux. — Les voies de communications rencontrent fréquemment des ruisseaux d'importance variable, dont le débit irrégulier est susceptible d'atteindre temporairement, à la suite des orages et des pluies, une valeur notable.

Il est indispensable de réserver sous la voie un passage suffisant pour ces ruisseaux ; car, si leurs eaux se trouvaient retenues par un remblai formant barrage, elles s'accumuleraient à l'amont et finiraient par se créer de vive force le débouché qu'on leur aurait refusé.

Le plus souvent, comme nous l'avons expliqué dans le cours de Routes, on peut se borner à des aqueducs formés de tuyaux en fonte, en ciment ou en terre cuite, ou bien encore à des dallots à section triangulaire ou rectangulaire. Mais, ce système ne suffit pas toujours, et, lorsqu'il faut ménager un débouché un peu important, on est forcé de recourir à des aqueducs voûtés, auxquels on donne le nom de ponceaux tant que leur ouverture ne dépasse pas 4 ou 5 mètres.

Lorsqu'on dispose d'une hauteur suffisante, ce qui est le cas général, on adopte pour les ponceaux une voûte en plein cintre; c'est la forme la plus favorable à la stabilité.

On ne saurait préciser absolument les dimensions qu'il convient de donner aux ponceaux; elles dépendent surtout des charges qui les surmontent. Lorsqu'un ponceau n'est recouvert que de $0^m,50$ de terre. on peut réduire beaucoup son épaisseur à la clef; s'il est placé sous un remblai de 10 ou 20 mètres, il faut au contraire augmenter cette épaisseur; on peut prendre pour guide dans ce cas, la formule de Navier :

$$T = \rho F$$

dans laquelle T est la pression que les voussoirs successifs se transmettent normalement à leurs joints ;

ρ le rayon de courbure de l'intrados au point considéré; ce rayon est celui du plein cintre qui compose l'intrados de la voûte ;

F est le poids appliqué sur un mètre carré de l'extrados de la voûte.

Exemple : Soit une voûte de 4 mètres d'ouverture, ou 2 mètres de rayon, supportant un remblai de 10 mètres de hauteur fait avec de la terre pesant 1,500 kilogrammes le mètre cube.

On ne veut pas que la pierre des voussoirs travaille, je suppose, à plus de 8 kilogrammes par centimètre carré, parce que cette pierre s'écrase sous une charge de 80 kilogrammes.

Dans ces conditions

$$\rho = 2^{m} \qquad F = 15000 \text{ kilog., d'où } T = 30000 \text{ kilog.}$$

C'est la pression que doit supporter un mètre courant de joints de voussoirs; si x est l'épaisseur de la voûte, un mètre de joint comprend $x.100$ centimètres carrés, et l'on doit avoir

$$\frac{30000}{x.100} = 8, \quad \text{d'où } x = 0{,}375.$$

Si la hauteur du remblai venait à doubler, x doublerait aussi et prendrait la valeur $0^{m},70$.

Lorsqu'on n'a pas à sa disposition d'expériences précises sur la résistance de la pierre qu'on emploie, il convient de se limiter à 5 kilogrammes, par centimètre carré.

Remarquons du reste qu'il est peu avantageux d'économiser quelques centimètres de maçonnerie sur l'épaisseur de la voûte, car la maçonnerie non vue n'est pas bien coûteuse.

Du reste, on n'économise toujours rien sur l'épaisseur des pieds-droits formant culée ; ces pieds-droits doivent être considérés comme des murs de soutènement et calculés en conséquence. On leur donne d'ordinaire, comme nous l'avons déjà dit, une largeur à la base égale au tiers de la hauteur des terres à soutenir.

Cependant, cette proportion serait beaucoup trop forte pour des remblais élevés ; il faudrait tenir compte alors de la poussée de la voûte qui s'oppose au renversement des culées à l'intérieur, et cet effet est très-efficace si la hauteur des pieds-droits n'est pas considérable.

Souvent même le ponceau est établi sur un radier en forme de voûte renversée qui, lui aussi, s'oppose au rapprochement des culées.

Murs en retour et murs en ailes. — Le profil en travers étant déterminé pour le corps du ponceau, on ne peut point limiter les têtes à ce profil ; en effet les têtes débouchent dans le talus de remblai et, si elles n'étaient point protégées par des ouvrages accessoires, des éboulements des terres se produiraient autour d'elles et l'aqueduc serait obstrué.

Il faut donc maintenir latéralement les terres du remblai.

A cet effet, deux systèmes sont en usage : les murs en retour et les murs en ailes.

Les murs en retour sont des murs de soutènement ordinaires dont le parement est dans le plan de la tête du ponceau, c'est-à-dire parallèle à la direction de la voie. Leur construction ne présente aucune difficulté et il suffit de considérer les dessins que nous en donnons pour en comprendre immédiatement la disposition.

Les murs en aile sont plus compliqués ; en avant des têtes, de chaque côté des pieds-droits on dispose des murs, dont le parement est normal au plan des têtes ou légèrement incliné sur ce plan. Ce parement est du reste vertical ou oblique.

Les deux murs en ailes forment donc comme un entonnoir qui prend les eaux du ruisseau pour les conduire jusqu'à la tête de l'aqueduc.

De plus ces murs en ailes soutiennent les terres du remblai, qui, avec les murs en retour viennent s'étaler en quarts de cône le long de ceux-ci.

L'appareil des murs en ailes obliques donne lieu à une épure dont voici l'explication :

Soit *abc* figure 1 planche VII, la demi-ouverture du ponceau, (*gab*) le demi-profil du ruisseau avec ses berges, *m'g'* le profil du talus de remblai qui en général est à 1 1/2 de base pour 1 de hauteur. Nous avons les projections de l'ouvrage sur trois plans perpendiculaires, l'un horizontal, les deux autres verticaux.

Construisons d'abord le parement du mur en aile :

Ce parement passe à la base (*a*) du pied-droit, on veut en outre qu'il contienne le point (*g,g"*) où le talus du remblai rencontre la crête du talus du ruisseau. Le parement cherché contient donc la droite dont les projections sont *ag,a'g',a"g"*.

Il sera déterminé si l'on connait en outre son inclinaison sur la verticale; cette inclinaison est à la disposition du constructeur; lorsqu'elle est accentuée, le mur résiste mieux à la poussée des terres, puisque cela a pour effet d'écarter la verticale du centre de gravité de l'arête de renversement, c'est-à-dire d'augmenter le bras de levier de la pesanteur.

Mais, si l'inclinaison sur la verticale, c'est-à-dire le fruit, est trop forte, la construction perd de sa solidité à la longue; si les terres se détachent de derrière le mur, celui-ci peut se trouver en porte à faux et se fissurer; de plus, les poussières s'accumulent sur le parement, elles peuvent ne plus être entraînées par les pluies et donnent naissance alors à une végétation qui pénètre dans les joints de la maçonnerie et la disloque.

Le fruit doit donc être maintenu dans une juste moyenne, qui varie de $\frac{1}{5}$ à $\frac{1}{10}$.

Sur notre épure, pour rendre les constructions plus nettes, nous avons adopté un fruit de $\frac{1}{6}$.

Considérons la ligne de plus grande pente du parement passant par le point (*g*); elle est tangente à un cône droit ayant pour axe la verticale (*gk*) avec des génératrices inclinées au tiers. La verticale *gk* a pour projection horizontale le point *g"* et le cône se projette suivant un cercle dont le centre est *g"* et dont le rayon est le sixième de la hauteur *gk*.

La trace du parement du mur sur le plan passe en *a"* et est tangente au cercle ci-dessus défini; c'est donc la droite *a"q"*; le plan vertical *t"g"*, la coupe au point *l"* qui sur l'élévation se projette en *l* et la droite (*gl*) est l'intersection du parement par un plan vertical; l'intersection de ce parement avec la tête du ponceau est donc la droite *am* parallèle à (*gl*). Ramenant (*m*) en (*m"*) sur l'horizon, nous trouvons les deux projections de la droite *gm,g"m"* qui limite le parement à la partie supérieure. En coupe, cette droite se projette en *g'm'* suivant le talus des terres.

Le mur en aile se termine par un rampant, ou plan incliné comme le talus des terres, dont la dimension horizontale est d'ordinaire de $0^m,50$ à $0^m,60$.

Ce rampant est fait en pierres de taille ayant une section pentagonale comme on le voit sur les dessins; l'un des côtés est dirigé suivant le rampant, un autre suivant l'horizontale, un troisième *yz* suivant la plus grande pente du parement, les deux derniers *xy* et *vu* suivant une perpendiculaire à l'arête du rampant.

Ces joints tels que *xy* ont huit à dix centimètres de longueur; ils évitent un

angle aigu dans la pierre et s'opposent au glissement des pierres de taille. Ils correspondent à des plans de joint normaux au rampant et par conséquent normaux au talus de remblai.

Il s'agit donc de déterminer sur l'épure les directions xy et yz :

Pour xy, c'est la ligne de plus grande pente du parement; sa projection horizontale est donc perpendiculaire à la trace horizontale $a''q''$ du parement. La ligne de plus grande pente passant par le point m a pour projection horizontale $m''n''$, et par suite pour projection verticale mn. Sur la coupe en long, on divisera la droite $a'l'$ dans le rapport de $(a''n'')$ à $(a''l'')$ et on obtiendra la direction cherchée $n'm'$.

Sur cette même coupe en long, la direction xy est normale à $(g'm')$; la perpendiculaire $a'p'$ abaissée sur $g'm'$ donne donc cette direction : ramenant le point (p') en (p) et en (p'') sur les deux autres figures, on aura les autres projections de la direction cherchée.

Ainsi l'épure complète est maintenant facile à tracer. On déterminera, comme nous l'avons vu en stéréotomie, les panneaux de chaque pierre en vraie grandeur, afin de les tailler à l'avance.

Le long de l'arête (am), on dispose aussi des pierres de taille participant à la fois des têtes et des murs en aile; les directions des joints de ces pierres sont connues par ce qui précède, seulement la taille en est plus difficile parce qu'elles présentent un angle dièdre en creux.

On voit que l'appareil des murs en ailes obliques ne laisse point que de présenter une certaine complication; il est coûteux et exige beaucoup de soins; lorsqu'il est bien fait, l'ouvrage est très-solide et produit bon effet.

Nous pensons qu'il ne faut y recourir qu'avec précaution; on arrivera plus facilement et plus économiquement à des résultats presque aussi bons en adoptant des murs en ailes droits, à parements verticaux.

TYPES DE PONCEAUX AVEC MURS EN RETOUR.

N° 1. Ponceau de 0^m,70 d'ouverture. — Ce ponceau est représenté par les figures 2 de la planche VII. C'est un plein cintre ayant 0^m,30 d'épaisseur à la clef sur les têtes, et 0^m,35 entre les têtes.

Les culées ont 0^m,60 d'épaisseur à la base, et reposent sur un radier de 0^m,30 de hauteur.

Le radier et les fondations des murs en retour sont protégées par un mur de garde de 6 mètre de largeur, descendu à 1 mètre au-dessous du fond de la rivière.

On remarquera que le radier affecte la forme d'une voûte renversée.

Les murs en retour ont exactement le profil des culées et conservent une section constante sur toute leur longueur.

Dans un travail important, on ne conserve pas la section constante; en effet, le mur en retour supporte du côté de la voie la poussée du remblai, mais, à mesure qu'on s'éloigne du cours d'eau, cette poussée est équilibrée par celle du quart de cône; dans le plan vertical correspondant au sommet du quart de cône, la poussée est la même des deux côtés du mur, on peut donc ne lui donner que

l'épaisseur qui convient à un mur ordinaire. On a alors une épaisseur décroissante tout le long du quart de cône.

Le talus de remblai étant généralement à 1 1/2 de base pour 1 de hauteur, le quart de cône a pour rayon de son cercle de base une fois et demi la hauteur du remblai.

Le mur en retour a la même longueur, et généralement on le prolonge de $0^m,15$ à $0^m,30$ au delà du sommet du quart du cône afin de bien l'enraciner dans le remblai.

De sorte qu'en appelant (a) l'ouverture du ponceau et h la hauteur du remblai, la longueur totale de la maçonnerie des têtes est égale à

$$a + 2 \cdot \frac{3}{2} h + 2 \cdot 0^m,15 = a + 3h + 0^m,30.$$

Lorsque la hauteur est considérable, on a l'habitude de donner au quart de cône, non pas une base circulaire, mais une base elliptique, comme on le voit sur les dessins du ponceau qui nous occupe en ce moment; on donne au grand axe une fois et demie la hauteur du remblai et au petit axe seulement une fois la hauteur, de sorte que la génératrice du cône est inclinée à 45° le long du mur en retour.

Dans ce cas, les terres ne se tiendraient pas toujours convenablement et l'on est forcé de perreyer la surface du quart de cône.

Lorsque le cône est à base circulaire, on peut se contenter simplement d'en gazonner la surface.

Les ponceaux doivent être traités avec une grande simplicité d'appareil, mais il ne faut rien sacrifier sous le rapport de la solidité.

La plinthe en particulier ne se compose d'ordinaire que d'un bandeau saillant dont l'arête supérieure est abattue en chanfrein.

Le ponceau étant exécuté avant le remblai, lorsqu'on procédera à la confection de celui-ci, il faudra avoir soin d'élever les terres également des deux côtés, de manière à ne point créer une inégalité de poussée, qui pourrait renverser le ponceau ou le deplacer latéralement.

Dans le type n° 1 que nous venons de donner, on exécute en pierre de taille les plate-bandes en tête du radier, la plinthe, les voussoirs de tête et les pierres d'angle; l'intérieur de la voûte est en moellons à bossages; toute la maçonnerie est en mortier ordinaire, sauf la chape de $0^m,03$ d'épaisseur que l'on exécute en mortier de ciment.

On conçoit sans peine l'utilité de la chape; elle forme sur le massif des maçonneries un toit protecteur, par où l'eau d'infiltration s'écoule sans pénétrer dans les joints; on ne risque pas de voir les mortiers, qui sont toujours plus ou moins perméables, se délaver et se dissoudre à la longue.

On a l'habitude de réserver aux pierres de taille une saillie de $0^m,025$ sur le parement de la maçonnerie de remplissage.

En général, il convient d'extradosser parallèlement les ponceaux, parce qu'on obtient de la sorte des voussoirs d'un seul modèle. La maçonnerie de remplissage n'est pas difficile à raccorder, surtout lorsqu'on l'exécute à joints irréguliers, en mosaïque.

Lorsqu'on se sert pour les murs en retour de maçonnerie de briques ou de moellons d'appareil, le raccordement serait peu facile avec un extrados circulaire, et on termine les voussoirs à des joints verticaux et horizontaux, comme

le montre la figure 3 de la planche VII. On a alors l'inconvénient de faire un panneau pour chaque voussoir.

On doit toujours éviter de faire des voussoirs à crossettes, tels que ceux qui sont indiqués sur le côté droit de la figure précédente. C'est une disposition coûteuse et peu favorable à la stabilité.

N° 2. Ponceaux de 2m,00 d'ouverture. — Le ponceau en plein cintre de 2m,00 d'ouverture est représenté par les figures 4 de la planche VII.

L'épaisseur à la clef est de 0m,50 sur les têtes et de 0m, 55 dans le corps de la voûte.

L'épaisseur de la chape en ciment est augmentée et portée à 0,05.

La voûte est toujours extradossée parallèlement sur les têtes.

Les culées ont 1m,10 de largeur à la base et reposent sur des fondations de 1m,00 de profondeur ; ces fondations se retournent sur les têtes de manière à former murs de garde.

Le radier en forme de voûte renversée a 0m,30 d'épaisseur sur l'axe.

On ne fait encore en pierres de taille que la plinthe, la plate-bande du radier, les voussoirs de tête, les angles des pieds-droits ; le parement de la voûte est en moellons à bossages ; le reste est en maçonnerie ordinaire.

On remarquera les perrés en mosaïque, limitant les talus à 45°.

Sur les quarts de cône à base conique, on n'a perreyé qu'une faible partie de la hauteur, le reste est gazonné.

N° 3. Ponceau de 3m,00 d'ouverture. — Les figures 5 de la planche VII représentent un ponceau en plein cintre de 3m,00 d'ouverture. L'épaisseur des voûtes à la clef est de 0m,50 et l'épaisseur uniforme des culées est de 1m,20.

Ces culées sont fondées ainsi que le mur en retour sur un massif de béton de 1m 00 de hauteur, faisant saillie de 0,25 sur le pourtour des murs qu'il soutient.

A la base des pieds-droits, on remarque un socle avec une petite saillie de 0m,10.

Les têtes sont extradossées parallèlement, mais les queues des voussoirs se découpent sur la douelle de la voûte.

Deux assises de moellon correspondent comme hauteur à une assise de pierre de taille.

La hauteur de la plinthe est de 0m,35 avec une saillie de 0m,10 sur la tête.

L'épaisseur de la chape est de 0m,10. C'est plus qu'on ne donne d'ordinaire ; mais un léger excès dans ce sens est peu coûteux, tandis que l'insuffisance de la chape peut dans certains cas devenir funeste aux maçonneries qu'elle recouvre.

On voit sur le plan que le mur en retour conserve une épaisseur constante qui est de 1m,10 au sommet ; on aurait pu réduire cette épaisseur progressivement et l'amener à n'être plus que de 0m,50 ou 0m,60 à l'extrémité du mur en retour vers le sommet du quart du cône.

On remarquera que ces quarts de cône sont à base circulaire ; dans ce cas, il est inutile d'en protéger la surface autrement que par un simple revêtement en gazon.

TYPES DE PONCEAUX AVEC MURS EN AILES.

N° 4. Ponceau de 0m,70 d'ouverture. — Ce ponceau de 0m,70 d'ouverture est prolongé par des murs en aile droits à parement vertical, de 0m,30 de largeur au rampant; il est représenté par la figure 6 de la planche VII.

Le rampant est formé par des pierres plates de 0m,15 d'épaisseur, dont la dernière vient buter contre un dé assez fort pour résister à la poussée.

Sur un rampant de grande longueur, cette disposition ne serait pas admissible et il faudrait adopter pour les pierres du rampant une section pentagonale qui en rende très-facile la liaison avec le massif inférieur.

Le mur de garde est reporté à l'avant du mur en aile.

Les voussoirs de tête devraient se retourner normalement pour participer à la fois à la voûte et au mur en aile et pour rendre le tout solidaire. D'ordinaire, on adopte cette disposition ; cependant, comme elle est coûteuse, on peut la supprimer et adopter un joint continu, que l'on garnira en mortier de ciment, à la rencontre du plan de tête de la voûte et du parement vu du mur en aile.

Dans ce cas, il faudra avoir soin d'établir la liaison du massif du mur en aile avec celui des pieds-droits au moyen de boutisses engagées à la fois dans les deux massifs.

N° 5. Aqueduc surélevé de 1m,00 d'ouverture. — La figure 7 de la planche VIII représente un aqueduc surélevé de 1m,00 d'ouverture, c'est un type de la Cie d'Orléans. Le rampant du mur en aile est formé de deux longues dalles, contre-butées à la base par un dé en maçonnerie.

On voit que les pierres de taille placées à l'intersection du parement du mur en aile et de la tête du ponceau se retournent sur ces deux surfaces et établissent la solidarité entre les deux parties de la construction.

L'aqueduc est établi sur un radier général en béton hydraulique de 0m,60 de hauteur.

Le mur de garde n'est pas plus accusé que le reste du radier, si ce n'est qu'il est formé avec des pierres de grosses dimensions.

La chape en mortier a 0m,10 d'épaisseur.

La douelle de l'aqueduc est en moellon brut, grossièrement tétué, et rejointoyé avec soin.

La plinthe seule est en pierre de taille.

Les voussoirs et les pierres d'angle sont en moellon piqué.

Les murs en aile présentent en plan un évasement de 1/4 sur la ligne des pieds-droits, et ils possèdent en outre un fruit vertical de 0m,05.

Ce fruit est cause d'une certaine sujétion; il est plutôt fait pour la perspective que pour résister plus efficacement à la poussée des terres. Un mur droit d'une hauteur notable présente souvent une apparence inclinée comme s'il tendait à se renverser ; on évite cet effet disgracieux en lui donnant un léger talus.

Le type qui nous occupe en ce moment tient à la fois du mur en aile et du mur en retour, puisque le mur en aile se retourne à son extrémité sur une certaine longueur. Il convient bien à des remblais élevés.

Dans chaque cas, il faut se rendre compte du prix de revient des murs en retour et des murs en ailes et adopter le système le plus économique.

En général, le mur en retour convient bien aux faibles hauteurs de remblai, 4 à 5 mètres par exemple ; pour les grandes hauteurs, c'est le mur en ailes qui coûte le moins cher.

N° 6. Ponceau de 2m,00 d'ouverture. — La figure 8 de la planche VIII représente un ponceau de 2m,00 d'ouverture avec murs en ailes, droits et verticaux.

C'est un type de la Cie de l'Ouest.

Le passage réservé aux eaux n'occupe que 1m,40 de la largeur; sur les 0m,60 qui restent on a ménagé un trottoir en saillie pour le passage des piétons. Ce système est fort utile dans les pays où le bétail est nombreux, car les bestiaux peuvent passer dans le lit de l'aqueduc, pendant que leurs conducteurs suivent le trottoir.

On remarquera qu'ici le rampant avait trop de longueur pour être composé avec une seule file de dalles ; au milieu du rampant on a placé une pierre de taille à section pentagonale qui s'oppose au mouvement de descente des deux dalles supérieures, tandis que les deux dalles inférieures sont contre-butées par le dé.

L'épaisseur du mur en aile va croissant avec la hauteur des terres qu'il a à soutenir, c'est-à-dire à mesure qu'il se rapproche de la voûte.

Les pieds-droits ou culées ont en général plus d'épaisseur dans la partie voisine des têtes que dans le corps de la voûte ; l'ouvrage actuel en est un exemple.

C'est surtout dans les aqueducs sous chemins de fer que l'on a recours à cette disposition ; dans les aqueducs sous routes elle est inutile.

De même, dans les aqueducs sous chemins de fer, on a l'habitude de disposer de place en place des contre-forts extérieurs aux pieds-droits, de manière a donner à ces pieds-droits sur 1m,00 ou 2m,00 la même épaisseur qu'on leur donne sur les têtes.

C'est une bonne précaution à prendre dans les longs aqueducs que surmonte un haut remblai.

N° 7. Viaduc de 4m,00 d'ouverture. — La figure 9 de la planche VIII représente un viaduc en plein cintre avec murs en aile, obliques par rapport à l'axe de l'aqueduc et inclinés sur la verticale.

C'est un type de la Cie de l'Ouest.

La liaison n'est pas établie entre les voussoirs de tête et le parement du mur en aile, et on a à l'intersection un joint continu.

Mais la liaison existe sur l'arête des pieds-droits, et, comme nous l'avons dit, il est bien facile de l'obtenir à l'arrière du parement dans la maçonnerie de remplissage.

La longue plate-bande du rampant est interrompue et consolidée de place en place par des pierres en forme de voussoirs à section pentagonale.

L'épaisseur des pieds-droits est renforcée de 0m,50 sur les têtes ; et dans le corps de la voûte, on exécute tous les cinq mètres un contre-fort de 1m,00 de longueur et de 0m,50 de largeur, comme on le voit nettement sur le profil en travers de la voûte.

Prix de revient de quelques aqueducs et ponceaux. — Voici les prix de revient de quelques aqueducs et ponceaux, analogues à ceux dont nous venons de donner les dessins :

	Francs.
En comptant le mètre cube de déblai, fouillé, chargé et transporté à un relai. . .	0,70
— de maçonnerie de pierre de taille.	60,00

—	de moellon piqué	50,00
—	de moellon ordinaire	10,00
—	de béton hydraulique	15,00
Le mètre carré de parement et rejointoiement de pierre de taille		5,00
—	— moellon piqué	3,00
—	— moellon ordinaire	1,50
Le mètre carré de perrés de $0^m,25$ d'épaisseur pour quarts de cône		3,50
Le mètre cube de terres pilonnées pour quart de cône		0,50

On arrive aux résultats suivants :

Aqueduc de $0^m,60$ d'ouverture.

	Francs.
1 mètre linéaire de section transversale courante	47,50
Dépense totale pour les deux têtes	280,00

Aqueduc de 1 mètre d'ouverture.

1 mètre linéaire de section transversale courante	56,75
Dépense totale pour les deux têtes	463,50

Aqueduc de $1^m,60$ d'ouverture.

1 mètre linéaire de section transversale courante	98.00
Dépense totale pour les deux têtes	806,00

Ponceau de $2^m,50$ d'ouverture.

1 mètre linéaire de section transversale courante	153,15
Dépense totale pour les deux têtes	1768,00

Ponceau de 4 mètres d'ouverture avec passage pour piétons et bestiaux.

1 mètre linéaire de section transversale courante	435.00
Dépense totale pour les deux têtes	3567.32

PONCEAUX DIVERS.

N° 8. Pont en arc de cercle de 4 mètres d'ouverture. — Les figures 10 de la planche IX représentent un pont en arc de cercle de 4 mètres d'ouverture

L'arc adopté est celui qui correspond à l'angle au centre de 60°, c'est-à-dire, au triangle équilatéral ayant pour côté l'ouverture ; cet arc produit toujours un effet satisfaisant à tous égards.

La voûte a une épaisseur uniforme de $0^m,55$; elle est recouverte par une chape de mortier hydraulique de $0^m,10$ d'épaisseur.

L'épaisseur uniforme des culées est de $1^m,75$; elles reposent sur un massif de fondation en béton hydraulique de 1 mètre de hauteur, formant saillie de $0^m,25$ sur le pourtour de la base des culées.

Le mur en retour a même épaisseur que les pieds-droits.

Il arrive souvent que des fissures se produisent à la soudure des pieds-droits et du mur en retour; cela tient à ce que ce dernier n'est pas, à l'origine, suffisamment contre-buté par les quarts de cône et qu'il subit alors un léger mouvement de déversement, auquel la voûte ne participe pas.

Il y a donc imprudence à trop affaiblir le mur en retour, et il ne faut point chercher de ce côté une économie exagérée.

9° **Pont en arc de 8m,40 d'ouverture.** — Les figures 11 de la planche IX représentent un pont route sur chemin de fer, de 8m,40 d'ouverture (ligne du Mans à Rennes).

L'intrados est un arc de cercle surbaissé au quart, les pieds-droits ont 1m,55 de hauteur et 3 mètres de largeur uniforme.

La voûte a 0m,70 d'épaisseur sur les têtes et 0m,80 sur tout le reste.

La chape est formée avec du mortier de chaux hydraulique et a 0m,10 d'épaisseur; elle est composée de deux plans inclinés de part et d'autre, du sommet de la voûte.

La plinthe et le parapet sont d'une grande simplicité.

Le parapet en briques ayant une épaisseur d'une brique et demie ou même d'une seule brique (0m,22) est bien suffisant. Le massif de briques est recouvert d'une main courante en pierres de taille.

La teinte particulière de la brique indique sur les têtes un ruban qui met bien en évidence les divers parties de la construction.

Voici le détail estimatif de cet ouvrage :

INDICATION DES OUVRAGES.	QUANTITÉS.	PRIX DE L'UNITÉ.	DÉPENSE PAR ARTICLE.
Déblais, pour fouille, charge transport en wagon, jet de pelle et régalage	939.22	1.60	1502.75
Maçonnerie de remplissage pour fondations	48.35	12.66	612.11
Maçonnerie de pierre de taille	56.22	95.70	5382.25
— de moellon piqué	133.84	56.55	7568 65
— de remplissage	516.78	12.66	6542.43
— à pierre sèche	21.50	4.18	89.87
Parements vus de pierre de taille	193.30	12.72	2458.78
— de moellon piqué	317.16	10.60	3361.90
Ragrément et rejointoiement de pierre de taille	193.30	0.85	164.31
— — moellon piqué	317.16	1.39	440.85
Chape en chaux hydraulique	128.14	3.23	413 89
Sable sur la chape	12.81	5.00	64.05
Chape de 0m,07 en chaux de Monteurs	43.00	1.91	82.13
Enduits de 0m,03	89.92	0.76	68.34
Pavage de la chaussée	137.20	7.53	1033.12
Bordure des trottoirs	58.58	8.49	497.34
Trottoirs en dalles de Chattemoue	62.87	11.28	709.17
Bois pour cintres (chêne et bois blanc)	31.38	58.96	1850.16
Fers	129.00	0.50	64.50
Reprise de déblais, charge et transport en brouette à 30 mètres, régalage et pilonnage	500.00	0.56	280.00
Remblais sur le pont (prix convenu)	»	»	200.00
		TOTAL.	33386.60

Déduisant le rabais de 1 p. 100, il reste un nombre rond de 33,000 fr.; comme l'ouvrage a 8m,80 de longueur, c'est un prix de revient de 3,750 fr. le mètre courant.

Ce prix est très-élevé; on pourrait réaliser les économies suivantes :

Supprimer le pavage de la chaussée, et se contenter de bordures de trottoirs avec caniveaux pavés; supprimer le dallage du trottoir, et remplacer par de la brique le moellon piqué du parapet; substituer sur toutes les surfaces vues le moellon grossièrement têtué au moellon piqué.

N° 10. Pont route en plein cintre de 12 mètres d'ouverture. — La figure 12 de la planche IX représente un pont route en plein cintre de 12 mètres d'ouverture; c'est le type établi par M. Toni-Fontenay pour la ligne de Saint-Rambert à Grenoble.

Les fondations n'offraient aucune difficulté puisque la tranchée du chemin de fer était ouverte dans un sol résistant.

L'épaisseur uniforme de la voûte sur les têtes est de $0^m,70$; les têtes sont construites en pierre de taille, ainsi que la plinthe.

Les parements des murs en retour sont en moellon smillé.

Entre les têtes la voûte est composée avec plusieurs rouleaux de maçonnerie de briques.

La balustrade métallique est comptée à 22 fr. le mètre courant.

La largeur entre les têtes est de 5 mètres, elle se divise en une chaussée de $3^m,80$ et deux trottoirs de $0^m,60$.

Nous pensons qu'il serait préférable d'adopter une chaussée de 3 mètres, et deux trottoirs de $0^m,75$, en tout $4^m,50$; on économiserait $0^m,50$ de largeur et la circulation serait tout aussi facile.

D'après M. Ton-Fontenay, le prix de revient de cet ouvrage ne serait que de 7,800 francs; cette dépense nous paraît bien faible, et en général il faudra prévoir d'avantage.

N° 11. Pont à culées perdues de 18 mètres d'ouverture. — La figure 13 de la planche IX représente un autre type de la ligne de Saint-Rambert à Grenoble. C'est un arc de cercle à culées perdues.

La construction en est analogue à celle du précédent ouvrage; voussoirs et plinthes en pierres de taille, murs en retour en moellon smillé; corps de la voûte formé de plusieurs rouleaux de briques que surmonte de la maçonnerie de remplissage.

Nous ne sommes pas partisans de ce mélange de maçonnerie de briques et de maçonnerie ordinaire; nous préférerions donner moins d'épaisseur à la voûte et la faire tout en briques : on serait certain de la sorte d'obtenir une compression uniforme.

La culée est formée par un bloc de béton, et deux assises de forts libages lui sont accolées du côté de l'arc, dont elles reçoivent la retombée. — La poussée transmise aux culées rencontre ainsi des assises qui lui sont normales, et il n'y a point de glissement à craindre.

L'arc de cercle a 15 mètres de rayon; son ouverture est de 18 mètres et sa flèche de 3 mètres; il est donc surbaissé au $\frac{1}{6}$.

Cette forme d'arc à culées perdues est plus favorable que la précédente dans les tranchées de chemin de fer parce qu'elle laisse au mécanicien la vue beaucoup plus libre; mais elle est plus coûteuse lorsqu'on vient à rencontrer des difficultés de fondations.

M. Toni-Fontenay n'estime la dépense qu'à 6,850 francs pour un pont de 4 mètres entre les têtes; en général, cette somme sera notablement dépassée; du reste, les prix élémentaires, avec lesquels M. Fontenay établit son détail estimatif, sont une limite minima.

N° 12. Pont en anse de panier de 12 mètres d'ouverture. — La figure 14

de la planche X représente un pont sur chemin de fer, de 12 mètres d'ouverture.

C'est une anse de panier à cinq centres surbaissée au tiers.

L'épaisseur uniforme de la voûte à la clef est de 0m,70; elle est recouverte d'une chape de 0m,05 dont le profil est celui d'un arc de cercle de 16 mètres de rayon.

Les têtes en pierres de taille sont extradossées parallèlement; mais le corps de la voûte a une épaisseur croissante de la clef aux naissances; les culées de 3m,50 de large reposent sur un massif de béton de 1 mètre de hauteur.

Le pont a une largeur de 7 mètres entre les têtes, laquelle largeur se subdivise comme il suit :

Une chaussée pour deux voitures.	4m,80
Deux trottoirs de 0m,70.	1m,40
Deux parapets de 0m,40.	0m,80
Total. . . .	7m,00

La plinthe est des plus simples et se compose d'un bandeau à section rectangulaire, dont l'arête supérieure est abattue en chanfrein.

Le parapet est en moellon smillé recouvert par une main courante en pierre de taille: si on tenait à l'économie, on supprimerait ce parapet en pierre et on le remplacerait par un garde corps métallique, qui ferait, il est vrai, beaucoup moins bon effet au point de vue architectural, mais qui économiserait 0m,80 sur la largeur du pont entre les têtes.

On remarquera la disposition des caniveaux dont le point bas n'est pas accolé à la bordure du trottoir, afin sans doute d'éviter les infiltrations qui pourraient se produire le long de cette bordure.

Cette disposition exige une certaine sujétion, elle a l'inconvénient d'augmenter la largeur du ruisseau et nous ne pensons pas qu'elle soit à imiter.

N° 13. Pont en arc de cercle à culées perdues de 18 mètres d'ouverture. La figure 15 de la planche X représente un type de pont sur chemin de fer, analogue au n° 11.

C'est un arc de cercle de 18 mètres d'ouverture et de 3m,13 de flèche.

L'épaisseur de la voûte à la clef est de 0m,90 et les têtes sont formées par des voussoirs égaux en pierres de taille.

Les culées, qui ont 4 mètres de large reposent sur un massif de béton de 1 mètre de hauteur.

Les maçonneries sont recouvertes d'une chape général de 0m,10 d'épaisseur.

Le parapet et le profil en travers sont disposés comme dans l'exemple précédent.

N° 14. Pont en arc de cercle de 14m.50 d'ouverture. — La figure 16 de la planche XI représente un type de pont en arc de cercle, adopté par M. Graëff, inspecteur général des ponts et chaussées, sur le canal de la Marne au Rhin.

Cet arc de cercle a 14m,50 d'ouverture et 2m,50 de flèche. Le profil en travers du corps de la voûte est indiqué par les lignes pointillées; on voit que les culées ont 5 mètres de large pour 4m,55 de hauteur.

Sur les têtes, la voûte est en pierres de taille, appareillée par redans; chaque voussoir exige un panneau spécial, qui du reste est bien facile à tracer, à cet effet, on exécute en vrai grandeur l'épure de la voûte sur une aire horizontale en voliges, en plâtre ou en ciment.

La chaussée est inclinée et possède une pente de 0m,05 par mètre; la plinthe et le parapet participent à cette inclinaison; il n'en résulte aucune difficulté de construction, et l'aspect est beaucoup moins disgracieux que si l'on adoptait un couronnement horizontal en conservant la chaussée inclinée.

Dans l'ouvrage où il décrit les travaux exécutés dans les Vosges pour le chemin de fer de Strasbourg et pour le canal de la Marne au Rhin, M. Graëff fait une étude comparative, au point de vue économique, des ponts en maçonnerie et des ponts en tôle, et il conclut que :

1° Dans les conditions de prix où se trouvent les matériaux à Saverne et même pour tout le versant du Rhin, le pont en maçonnerie doit être préféré partout pour l'ouverture de neuf mètres;

2° Que le pont à poutres en tôle peut devenir avantageux pour des ouvertures supérieures à 9 mètres et d'autant plus avantageux que les largeurs des ponts à construire sont plus petites.

3° Que pour les passerelles, c'est-à-dire pour les ponts très-étroits, aucun système ne peut rivaliser avec le pont suspendu.

Ces conclusions ne doivent pas être étendues partout; car les maçonneries dans les Vosges coûtent très-bon marché. Dans un pays où le prix des matériaux serait élevé, le fer pourrait devenir avantageux pour des ouvertures inférieures à neuf mètres. Nous reviendrons plus loin sur cette question.

N° 15. Petits ponts en briques. — La brique est susceptible de rendre de grands services pour la construction des petits ponts de toute nature.

On fabrique partout aujourd'hui de bonne brique à un prix raisonnable, et l'emploi en est facile.

Avec les briques et le mortier de ciment, on constitue des voûtes monolithes, d'une grande solidité; on obtient ainsi des arcs qui, quoique très surbaissés résistent à des charges considérables.

Nous en donnerons pour exemple les petites voûtes dont on se sert dans les ponts métalliques pour réunir entre eux les poutres ou les arcs parallèles; ces voûtes, en général surbaissées au $\frac{1}{10}$, ont jusqu'à 1m,50 d'ouverture; elles sont formées d'un seul rouleau de briques (0m,11), hourdées en mortier de ciment; partout elles se sont bien comportées.

Voici les dimensions que l'on peut adopter pour l'épaisseur des voûtes de diverses ouvertures :

1° avec du mortier de ciment.

De 0m,00 à 1m,20..	0m,11	d'épaisseur, c'est-à-dire	un rouleau de briques ordinaires.
1m,20 à 4m,00..	0m,23	—	deux rouleaux de briques.
4m,00 à 8m,00..	0m,35	—	trois rouleaux de briques.
8m,00 à 12m,00..	0m,47	—	quatre rouleaux de briques.

2° Avec du mortier ordinaire, il conviendra d'ajouter partout un rouleau de plus.

Il va sans dire que la maçonnerie de briques devra être recouverte avec soin d'une chape imperméable, à laquelle on donnera 0m,03 à 0m,04 si on la fait en bon mortier de ciment bien lissé et on ira jusqu'à 0m,10 lorsqu'on aura simplement recours à une chape de mortier de chaux hydraulique.

Quelle disposition convient-il d'adopter pour l'enchevêtrement des briques dont on compose une voûte?

En général, on ne cherche pas cet enchevêtrement et on dispose les briques

par rouleaux concentriques ; le travail est bien plus facile, et on arrive à de bons résultats ; chaque rouleau peut résister séparément, et, si l'on construit d'abord le premier rouleau, il peut en quelque sorte servir de cintre pour les autres en lui laissant le temps de faire prise. — Cela permet de recourir à des cintres beaucoup plus légers. Le seul inconvénient est que les rouleaux sont séparés par des surfaces cylindriques continues, garnies de mortier; si ce mortier n'a pas une grande cohésion ou s'il ne durcit pas vite, il peut arriver que les rouleaux se séparent comme les feuillets d'un livre qu'on pose sur sa tranche. Cet effet est bien rare et ne se présentera jamais avec de bon mortier.

Lors donc qu'on a recours soit à du mortier de ciment, soit à de bon mortier hydraulique, il n'y a aucun risque de construire une voûte en briques par rouleaux ; on y trouve au contraire un grand avantage, et nous conseillons d'adopter cette manière de faire, spécialement pour les voûtes de faible ouverture.

La circonstance principale qui s'oppose à l'enchevêtrement des briques dans les voûtes de petite ouverture, c'est la forme parallélipipédique des ces matériaux. Les briques ont une épaisseur constante, tandis qu'on donne aux voussoirs en pierre une forme de coin, de manière à avoir une épaisseur variable avec un joint uniforme.

Les briques rendent le joint uniforme impossible, et l'épaisseur du joint va rapidement en croissant pour des voûtes de petit rayon.

Exemple : Soit une voûte de 3 mètres de rayon, en plein cintre ; son premier rouleau sera composé de 157 briques de $0^m,055$ d'épaisseur avec joints de $0^m,005$ à l'intrados ; la longueur de l'extrados de ce premier rouleau est supérieur de $0^m,28$ à celle de l'intrados, ce qui fait déjà un accroissement de $0^m,002$ pour l'épaisseur de chaque joint.

Et si l'on a trois rouleaux, l'épaisseur du joint aura plus que doublé.

Pour des ouvertures moindres, le résultat serait encore plus sensible et on se heurterait même à une impossibilité.

Ainsi, tant que le rayon des voûtes n'atteint pas 4 ou 5 mètres, on est forcé de construire la voûte par rouleaux.

Au delà, on peut chercher à produire des enchevêtrements, et on dispose les briques de manière à ce que tous leurs joints se découpent.

Si l'on fait une coupe transversale de la voûte, la figure 17 de la planche XI représente la disposition à adopter pour les rangées de briques lorsqu'on a l'épaisseur de deux rouleaux, la figure 18 représente celle qui convient pour l'épaisseur de trois rouleaux et la figure 19 celle qui convient pour l'épaisseur de quatre rouleaux.

Il va sans dire que d'une tranche à l'autre les dessins ne devront pas se superposer.

En somme, il résulte de tout cela une sujétion notable, les joints sont irréguliers, et par suite il en est de même de la compression des mortiers.

Lorsque le rayon dépasse 10 ou 12 mètres, l'exécution par rouleaux peut avoir un inconvénient sérieux ; si la voûte tasse au décintrement, la brique d'intrados peut se détacher et tomber, parce qu'elle n'est pas prise comme dans un coin entre les deux briques voisines. Dans ce cas, l'enchevêtrement pourrait fournir une adhérence plus forte et il aurait des avantages.

En résumé, il faut exécuter les petites voûtes par rouleaux ; pour les grandes, on peut recourir à l'enchevêtrement, et ce sera même préférable si l'on se sert de mortiers ordinaires.

Les figures 20 de la planche XI représentent un pont en briques dont nous

avons dressé le projet; il est destiné à remplacer un pont en charpente ; les piles existaient et nous n'y touchons pas. Les petites voûtes sont formées de quatre rouleaux concentriques hourdés en mortier hydraulique. L'ouverture est de 6 mètres et la flèche de $0^m,87$, de sorte que l'arc correspond à l'angle au centre de 60°, c'est-à-dire qu'il a précisément pour rayon 6 mètres.

Le couronnement se compose de modillons formés de deux briques de champ, supportant une corniche formée de trois briques à plat, dont la saillie va croissant.

Le modèle de parapet en briques à jour se rencontre assez fréquemment; on peut du reste varier le dessin.

On voit sur la coupe transversale que la voûte se compose en réalité de deux voûtes égales séparées par un creux de $0^m,50$.

On exécute d'abord la voûte d'amont en concentrant la circulation sur la moitié d'aval du pont en charpente; puis lorsque la voûte d'amont est achevée on y ramène toute la circulation, on démolit la charpente d'aval et on construit à la place la seconde demi-voûte.

Le vide de $0^m,50$ qui sépare les deux voûtes est recouvert par des dalles en grès de $0^m,20$ d'épaisseur et de 1 mètre de long.

II. — GRANDS PONTS

Il a été construit dans le siècle actuel un nombre considérable de grands ponts, dont beaucoup sont remarquables. Nous nous contenterons d'en décrire quelques-uns choisis parmi les plus communs, en nous proposant surtout de donner un spécimen des divers types.

1° PONTS D'UNE SEULE ARCHE

1° Pont de Saint-Gall. (Ligne d'Arvant au Lot). — Commençons par un exemple très-simple, tiré du compte rendu de la construction de la ligne de Murat à Vic-sur-Cère, rédigé par M. Nordling, figure 21, planche XI.

C'est un pont en arc de cercle de 22 mètres d'ouverture, $4^m,39$ de flèche, 16 mètres de rayon, construit sur l'Alagnon ; il a quatre mètres cinquante centimètres de largeur entre les têtes, et ne livre passage qu'à une voie. L'épaisseur à la clef est de $1^m,50$ et celle des culées de $6^m,75$.

Ces culées sont établies sur une fondation en béton hydraulique de $1^m,50$ de hauteur, laquelle est protégée, du côté du torrent, par deux files de palplanches et par des enrochements que recouvre un perré maçonné incliné à 45°.

La voûte est protégée par une chape en mortier hydraulique de $0^m,10$ d'épaisseur; le profil de la chape est un arc de cercle de 20 mètres de rayon prolongé par ses deux tangentes extrêmes. Le mortier est recouvert d'un enduit de bitume.

Le remplissage des reins au-dessus de la chape est fait avec du moellon brut provenant des déblais; ce moellon est maintenu à l'extrémité de la culée par un

mur de garde de 2 mètres d'épaisseur, dans la base duquel on a ménagé des barbacanes pour l'écoulement des eaux.

Le remplissage en moellons supporte directement le ballast.

On avait d'abord projeté les têtes et les plinthes en pierres de taille; mais par raison d'économie, on se contenta d'employer la pierre de taille pour la plinthe à qui on donna un profil très-simple, et sur les têtes on se servit de moellons smillés de 0^{m},18 à 0^{m},20 d'épaisseur; ces moellons ont 0^{m},70 de longueur; la voûte est donc extradossée parallèlement sur les têtes et son épaisseur apparente est réduite à 0^{m},70.

Sans doute, cet effet est fâcheux au point de vue architectural; mais, la disposition adoptée ne nuit pas à la solidité et conduit à une économie notable.

Le remplissage des tympans des têtes est fait en moellon irrégulier dit mosaïque.

Les matériaux ont été extraits des carrières trachytiques d'Autcroche près Murat, et la chaux venait de Paulhac, près Brioude.

Le pont, exécuté du 22 mai au 22 octobre 1866, a été décintré au moyen de boîte à sable, et lors du décintrement, opéré 32 jours après le clavage, on a observé un tassement de 0^{m},05.

Les dépenses se sont réparties comme il suit :

Fondations.	9,633	francs.
Élévation.	23,328	—
Dépenses diverses.	7,869	—
Total. . . .	40,830	—

Soit 1,044 francs par mètre courant de longueur, et le prix du mètre cube de maçonnerie hourdée est revenu, cintres et bitume compris, à 26 fr. 48.

Le garde-corps très-simple est formé de montants en fonte, pesant chacun 11 kilog. 50, espacés de 2 mètres d'axe en arc et scellés dans la plinthe. Ces poteaux sont réunis à la partie supérieure par une lisse en fer rond de 0,035 de diamètre, qui traverse un renflement ménagé dans la tête des poteaux; au milieu de leur hauteur, ils sont traversés par une autre lisse en fer rond de 0^{m},025 de diamètre.

Cela fait en tout 23 kilog. 40 de fer par travée.

Le prix de ce garde-corps est ressorti à 7 fr. 70 par mètre courant.

Il est impossible de faire quelque chose de plus léger et d'arriver à une dépense plus faible.

2° **Pont de Fium'alto.** — Les figures 4, 5, 6 de la planche XII représentent un autre pont d'une seule arche, dans lequel on a évité toute dépense de luxe. C'est le pont construit par M. l'ingénieur Doniol sur le torrent de Fium'alto pour le passage de la route nationale n° 198 (Corse).

Les dessins que nous en donnons sont empruntés à la notice de M. Doniol.

Le pont se compose d'une arche de 40 mètres d'ouverture et de 10^{m},50 de montée.

Les fondations, en maçonnerie hydraulique ordinaire, sont descendues à 2^{m},55 en contre-bas de l'étiage, et présentent un empatement total de 1 mètre, car on n'était pas assuré de la parfaite solidité du rocher schisteux dont les fentes ont été remplies avec du béton.

Le travail étant éloigné de tout centre de population, dans un site fort insalubre, comme en outre on ne disposait que d'ouvriers inexpérimentés, on résolut d'exécuter la voûte uniquement en moellon et mortier de ciment.

Pour parer à ce que la construction pourrait avoir de défectueux, on adopta pour l'épaisseur à la clef 1m,76 et aux naissances 2m,76, et de plus, on chercha à réduire le plus possible le rayon de l'intrados à la clef, ce à quoi on arriva au moyen d'une anse de panier très voisine de l'arc de cercle.

Cette anse de panier est à trois centres et ses rayons sont égaux à 5 mètres et 28m,269. Elle n'est pas gracieuse, mais elle satisfait au but proposé.

Remarquez en effet qu'une voûte de cette nature, exécutée par rouleaux, avec des pierres à épaisseur constante et non appareillées en voussoirs, peut se trouver dans une position fâcheuse. Si elle vient à s'ouvrir à l'intrados à la clef, les moellons de la clef sont susceptibles de se détacher et de tomber; ceci serait surtout à craindre avec un grand rayon à la clef et avec du mortier ordinaire. L'adhérence du mortier de ciment conjure en grande partie le mal.

Toute la voûte du pont qui nous occupe a été exécutée en maçonnerie à mortier de ciment, composé de 1 volume de ciment de la Méditerranée pour 1 volume sable de mer ni lavé ni tamisé.

Le reste de la maçonnerie est fait avec un mortier composé de 0mc,90 de sable pour 340 kilogrammes de chaux fournie éteinte et blutée en sacs par la maison Lafarge du Theil.

L'épaisseur de la culée est de 9 mètres au niveau des naissances.

Le parement vu de la voûte est formé de grosses pierres ayant au moins 0m,10 de découpe d'un joint à l'autre.

Des fissures, dit M. Doniol, se manifestèrent pendant la construction, au moment où la voûte se trouvait bâtie jusqu'au point où le rayon vecteur de la courbe d'intrados fait avec la verticale un angle de 35°.

La largeur de ces fissures à l'extrados, qui était d'environ 0m,007 au début, a atteint rapidement 0m,012 à 0m,015. Elles suivaient les joints des voussoirs et se montraient également sur les têtes en maçonnerie ordinaire hydraulique. Il n'y eut aucune espèce de rupture de pierre sur les parements d'amont; mais, sur la tête d'aval, le voussoir contigu à la fissure était épaufré à l'intrados; on a reconnu après le décintrement qu'il ne s'était produit aucune fissure sur le parement vu de douelle.

Il paraît certain que ces fissures ont été causées par un tassement vertical du cintre. En effet, bien qu'on eût chargé fortement le sommet de la charpente avec des moellons, les reins tendaient à descendre sous le poids des maçonneries, les massifs de culée ne pouvaient pas céder; il devait donc se manifester un mouvement de rotation autour d'un certain point de l'intrados : comme le mortier durcit rapidement, cette rotation devait amener des fissures.

Il est difficile d'éviter un mouvement de ce genre auprès des naissances des grandes arches; nous pensons qu'on aurait pu l'atténuer si l'on avait augmenté l'équarrissage des vaux, exécuté avec plus de précision les assemblages des bois et diminué l'écartement des deux fermes extrêmes. Les supports du cintre n'avaient pas bougé; ils consistaient en pieux de 8 mètres de longueur, dont le battage avait été assez pénible.

Du mortier gâché clair fut injecté dans les fissures et l'on continua la construction de la voûte, mais en n'établissant qu'un premier rouleau, c'est-à-dire en ne bâtissant sur le cintre qu'une première zone de voûte d'une épaisseur

moyenne d'un mètre, terminée irrégulièrement de manière à constituer des arrachements assez prononcés pour permettre ultérieurement la construction d'un second rouleau en bonne liaison. Ce système de construction d'une voûte épaisse en deux rouleaux soulage beaucoup le cintre qui n'a à porter que le premier rouleau jusqu'à son clavage ; le durcissement des mortiers de ciment est assez prompt pour que ce premier rouleau ait fait prise au moment où l'on maçonne le second et fournisse pour ce dernier une espèce de cintre en maçonnerie parfaitement rigide.

Lors du clavage du premier rouleau, le tassement sur cintres était de 0m,12.

La voûte entière étant terminée le 11 juillet, on quitta le travail à cause de la malaria et on revint procéder au décintrement le 16 septembre, c'est-à-dire au bout de deux mois, après un durcissement complet des mortiers.

Le décintrement fut opéré avec des boîtes à sable ; en calculant d'une part les abaissements théoriques d'après les volumes de sable qui s'écoulent, et mesurant d'autre part les abaissements réels du cintre, on reconnaît qu'au commencement de l'opération l'écoulement paraît avoir principalement pour effet de diminuer la compression du sable dans les boîtes et d'affranchir certains bois des efforts auxquels ils se trouvaient soumis.

Aucun tassement appréciable n'eut lieu, pendant le décintrement, et depuis lors il ne s'est manifesté ni mouvement ni fissure.

Lorsqu'on revint l'année suivante pour établir la superstructure, on reconnut que des infiltrations d'eau fort abondantes s'étaient produites à travers la voûte, sans que celle-ci parût en souffrir. On s'empressa néanmoins d'exécuter une chape en mortier hydraulique de 0m,10 d'épaisseur, et on recouvrit cette chape avec des plaquettes de schiste formant une manière de toit.

Il a été consommé 200 kilogrammes de ciment de la Méditerranée par mètre cube de maçonnerie ordinaire de gros moellons.

3° Pont de Grosvenor, à Chester. — Les figures 1, 2, 3 de la planche XII représentent le pont de Grosvenor, sur la Dee, à Chester, construit de 1825 à 1834.

Ce pont comprend une seule arche en arc de cercle de 61 mètres d'ouverture, surbaissée au $\frac{1}{5}$; sa flèche est donc 12m,81 et son rayon 42m,90.

L'épaisseur de la voûte est 1m,22 à la clef et 1m,83 aux naissances ; mais d'après la manière dont les assises des culées sont disposées, la voûte peut être considérée comme se continuant au-dessous des naissances jusqu'au niveau des fondations.

Celles-ci sont établies sur le rocher, excepté la partie extrême de la culée du nord, du côté de la ville, où le rocher disparaît presque subitement et où l'on a dû construire sur pilotis.

Le cintre de cette grande arche était composé de six fermes ; chacune d'elles s'appuyait sur les culées et sur quatre piles en pierre, bâties dans le lit de la rivière à des intervalles presque égaux. Sur ces piles étaient établis des sabots en fonte, d'où rayonnaient vers la douelle des chandelles en sapin, liées ensemble à leur partie supérieure par deux épaisseurs de bordage de 0m,10 chacune suivant la courbe de l'intrados. Sur les fermes ainsi formées s'appuyaient des couchis de 0m,11 d'épaisseur qui reposaient sur elles par l'intermédiaire de deux coins de calage de 0m,40 de long sur 0m,25 à 0m,30 de large ; ainsi, chaque assise de voussoirs était supportée par six paires de coins. Les moises horizontales avaient 0m,33 d'équarrissage et les six fermes étaient liées entre elles par des boulons en fer.

Ce cintre en sapin était presque uniquement formé de pièces entières de 6^{m},70 à 11 mètres de longueur, qui n'ont pas été percées de plus d'un trou de boulon chacune; de sorte qu'après l'achèvement du pont, les matériaux se sont trouvés parfaitement sains et ont pu être immédiatement réemployés dans de grands travaux qui s'exécutaient dans le voisinage.

Indépendamment de l'économie, on avait pour objet, en adoptant des dispositions aussi différentes de celles qui sont usitées ordinairement, d'éviter aux bois tout effort de flexion et de les faire partout travailler à la compression. — L'auteur du projet, en plaçant les coins de serrage au sommet et non au bas du cintre et se réservant la faculté de les manier à tout moment, se proposait, suivant les symptômes apparents dans les différentes parties de la voûte, pendant son exécution et pendant le décintrement, de pouvoir modifier son état d'équilibre. Le décintrement eut lieu du reste peu après l'achèvement des maçonneries quand les mortiers étaient encore mous; il fut conduit très-lentement, en décalant peu à peu, puis laissant aux joints le temps de s'accommoder pour ainsi dire à leur nouvelle position, ayant soin de tenir toujours la clef haute et les reins bas. On assure qu'un autre avantage est résulté de cette disposition du cintre, c'est qu'on a pu construire la moitié de l'arche avant qu'il fût achevé. Le décintrement terminé, la clef avait baissé seulement de 0^{m},063 à 0^{m},067, sans qu'aucun dérangement sensible se fût produit dans l'ensemble des maçonneries. Pour régulariser le mouvement des reins au décintrement, on avait introduit entre les voussoirs des coins en plomb, destinés à favoriser une égale répartition des pressions.

Pour poser les clefs, d'épaisses feuilles de plomb furent placées le long des contre-clefs; la clef elle-même fut garnie d'une forte couche d'un mastic de céruse et d'huile et descendue à l'aide d'une petite sonnette.

Ces précautions eurent un succès complet et on n'aperçoit dans cette immense voûte aucune trace de lézarde ni d'épaufrure.

Les parements des culées jusqu'aux naissances et les deux premières assises de voussoirs sont en granit; les clefs, les contre-clefs et les têtes sont en marbre d'Anglesea et le reste de l'ouvrage est en grès rouge du pays.

(Les renseignements qui précèdent sont extraits de la notice jointe à la collection des dessins de l'école des ponts et chaussées.)

4. Pont aux Doubles, à Paris. — Le pont aux Doubles est établi à Paris sur le petit bras de la Seine, en face de l'île de la Cité.

La nécessité du raccordement avec les chaussées aux abords et l'obligation de ne point gêner la navigation conduisirent à adopter pour ce pont une seule arche de 31 mètres d'ouverture en arc de cercle surbaissé au dixième, avec une épaisseur à la clef de 1^{m},20.

Comme les ponts aussi surbaissés donnent lieu à des tassements considérables (0^{m},20 à 0^{m},25) lorsqu'on les exécute avec du mortier hydraulique ordinaire, on résolut d'employer la meulière et le ciment de Vassy; avec ces éléments, on obtient une maçonnerie homogène, atteignant rapidement une grande dureté, ce qui permettait d'espérer un tassement presque nul au décintrement et, par suite, une répartition moins inégale des pressions.

Une partie des anciennes culées fut conservée et leur épaisseur fut portée à 14 mètres, au moyen de maçonnerie en moellon calcaire et mortier hydraulique ordinaire additionné de 50 kilogrammes de ciment par mètre cube.

Après l'achèvement des culées, on commença à monter le cintre et l'on profita de la présence de la pile de l'ancien pont pour obtenir un point d'appui in-

variable et augmenter ainsi la rigidité de la charpente. Un platelage continu fut établi sur les couchis pour faciliter la pose des meulières et empêcher la perte du mortier de ciment.

Lorsqu'on établit les voûtes en pierre de taille, on place d'abord les voussoirs les plus rapprochés des culées et l'on continue en s'avançant vers la clef. Les cintres, quelle que soit leur solidité, cèdent toujours sous le poids de la maçonnerie et les joints près des piles s'ouvrent d'une manière sensible.

Pour éviter cet inconvénient et obtenir des maçonneries parfaitement pleines et homogènes, on divisa la voûte du pont aux Doubles en quatre grands voussoirs indépendants, séparés par cinq intervalles vides, dont deux aux naissances, un à la clef et deux intermédiaires, dans lesquels on plaça des cadres en charpente, ayant la forme de voussoirs de 1 mètre d'épaisseur.

Les quatre grandes parties de voûte une fois terminées, on enleva en même temps les cadres en charpente et l'on remplit de maçonnerie les espaces laissés vides.

La voûte fut complétement terminée en vingt-trois jours.

Elle resta cinq mois sur cintres, pour donner le temps de durcir aux maçonneries des culées dans lesquelles on n'avait pas employé des mortiers de ciment.

Au décintrement, fait au printemps de 1848, la clef ne s'abaissa que de 15 millimètres, et l'examen le plus attentif ne put faire découvrir aucune fissure dans les joints de rupture. Mais, au mois de décembre suivant, ces joints s'ouvrirent sensiblement sous l'action du froid, qui, en contractant les matériaux avait produit un nouvel abaissement de la clef. A ce sujet, on rappellera que, dans les épreuves faites à Vassy sur un arceau de $1^m,50$ de largeur, exposé en rase campagne, à toute l'ardeur des rayons solaires, on a constaté que, de quatre heures du matin à deux heures de l'après-midi, la clef se relevait de 1 millimètre et demi pour une différence de température de 30 degrés.

Ces renseignements sont aussi extraits de la notice jointe à la collection des dessins de l'école des ponts et chaussées.

5. Ponts en briques de la Scrivia. — Les ponts construits sur la Scrivia pour le passage du chemin de fer de Turin à Gênes sont formées de grandes arches de 40 mètres d'ouverture.

Elles sont construites avec des briques fabriquées sur place avec une terre choisie et manipulée avec soin; la résistance moyenne de ces briques à l'écrasement était de $54^{kg},79$ par centimètre carré ; la pression à la clef devait atteindre $12^{kg},51$ par centimètre carré.

Avant la construction, on chargea les cintres de tous les matériaux qui devaient composer la voûte et on obtint ainsi un abaissement de $0^m,18$ au sommet.

La voûte de Maretta ne fut décintrée que quatre mois après son clavage, et dans cette opération la clef ne s'abaissa que de $0^m,015$.

Deux autres voûtes en briques de 40 mètres d'ouverture, décintrées l'une un mois, l'autre deux mois après le clavage, s'abaissèrent, la première de $0^m,035$ et la seconde $0^m,050$.

Pour la voûte de Prarolo, identique à celle de Maretta, on ne craignit pas de décintrer immédiatement après le clavage; l'abaissement fut de 0,08 à la clef et donna lieu à une déformation très-régulière.

6. Pont de Saint-Sauveur. — Le pont Napoléon, construit pour le passage de la route nationale n° 21 sur le Gave de Pau à Saint-Sauveur (Hautes-Pyrénées) est formé d'une seule arche en plein cintre de 42 mètres d'ouverture. La longueur du pont entre les dés est de $66^m,20$, sa largeur entre les faces extérieures

de l'ouvrage est de 4m,90. La voie charretière a 4m,50 de largeur; elle est comprise entre deux trottoirs de 0m,85 placés en grande partie en encorbellement et soutenus par des consoles. Une balustrade en fonte couronne le pont. Figures 1, 2, 3, planche XIII.

La voûte repose directement sur le rocher. La première assise de la maçonnerie est située à 40 mètres au-dessus des basses eaux du Gave; la chaussée est à 65m,50 au-dessus du même plan de comparaison. Les bandeaux des têtes sont en pierre de taille. La portion de la voûte comprise entre les têtes est construite en maçonnerie de moellons bruts schisteux et mortier de ciment de Vassy. L'épaisseur de la voûte à la clef est de 1m,45. Les tympans sont construits en maçonnerie à joints incertains; ils sont formés de moellons calcaires reliés par un mortier de chaux grasse, additionné d'un dixième de son volume de ciment de Vassy.

Les bandeaux des têtes ont été posées du 15 octobre au 1er novembre 1860; la maçonnerie de moellons schisteux, pour la partie de la voûte comprise entre les bandeaux et les tympans jusqu'au niveau du joint à 60° a été faite du 5 au 16 novembre; on a décintré la voûte le 16 décembre. Le décintrement a été fait à l'aide de verrins. Le tassement observé à l'aide de deux règles parallèles, dont l'une était fixe et l'autre attachée à la clef de la voûte, a été inférieur à 0m,005.

Ces renseignements sont extraits de la notice publiée par le ministère des travaux publics pour l'exposition universelle de 1867 (MM. les ingénieurs Schérer, Marx et Bruniquel).

Du pont de Saint-Sauveur, il faut rapprocher le pont des Têtes, qui réunit la place de Briançon à ses forts en traversant une gorge profonde au fond de laquelle coule la Durance. Cet édifice a été bâti en 1732 par Henriana, ingénieur militaire.

L'arche est décrite par un arc de cercle très-voisin du plein cintre; son ouverture est de 38 mètres; la largeur de la voûte au sommet est de 4m,87, mais le pont s'élargit vers les entrées. On a eu soin de donner aux têtes un talus considérable.

Cette disposition, imaginée pour assurer la stabilité de l'édifice, n'a guère été imitée depuis; elle constitue une grave sujétion et n'est pas économique puisqu'on est forcé d'exécuter une grande surface de douelle pour n'obtenir qu'une moindre largeur de chaussée. Mieux vaut supprimer le fruit et adopter pour largeur uniforme celle de la douelle.

2° PONTS A PLUSIEURS ARCHES

1. Ponts anciens. — Il est bon de commencer ces études par l'examen de quelques ponts anciens, dont nous avons réuni les élévations sur la planche XIII.

Un certain nombre de ces ponts présente des formes tombées en désuétude, et qui, dans certains cas, pourraient être reprises. Quelques-uns même de ces ouvrages sont de véritables monuments, qu'on a beaucoup admirés en leur temps, et qui présentent un grand intérêt au point de vue historique et au point de vue de l'art.

C'est pourquoi nous avons cru utile de les passer en revue.

Pont Fabricius, à Rome. — La figure 4 de la planche XIII représente le

pont Fabricius construit à Rome sur un bras du Tibre. Il a été réparé en 1680 par le pape Innocent XI. Il est formé de deux arches de 25^{m},33 d'ouverture; on a pratiqué dans la pile qui les sépare un passage accompagné de pilastres. La largeur d'une tête à l'autre est de 15,6 mètres.

On prétend que ce pont était établi sur un mauvais terrain, et que, pour le consolider on l'a fondé sur un massif d'enrochements composés d'arcs droits et d'arcs renversés appareillés avec soin en pierres de taille.

Pont d'Avignon. — Le pont d'Avignon a été construit vers 1180, par les frères du Pont, à l'occasion d'un miracle opéré par saint Bénézet. Il se composait de 12 arches d'environ 33 mètres d'ouverture et sa longueur totale était de près de 900 mètres. Il n'en reste plus que des débris. Le pont se terminait de chaque côté par deux tours bâties à ses extrémités. La largeur n'était pas de 4 mètres entre les parapets qui n'ont que 32 centimètres d'épaisseur. Il ne devait guère servir au passage des voitures, et en effet, à cette époque les transports se faisaient surtout avec des bêtes de somme. Figure 5, planche XIII.

Pont Janicule. — Ce pont représenté par la figure 6 de la planche XIII, un des premiers bâtis de Rome, a été plusieurs fois renversé. Sixte IV le fit relever en 1478. Il est composé de trois arches de 25,4 mètres d'ouverture. Le savant et arrière-becs à profil triangulaire n'occupent point toute la largeur des piles. La largeur du pont est de 23^{m},40.

Pont de Civita Castellana. — Ce pont est construit en brique, pierre et marbre. Il est composé de trois arches ; celle du milieu a 22^{m},7 d'ouverture et les deux autres 15,3 mètres. Sa largeur entre les têtes est de 10^{m},4.

Ce qu'il présente de remarquable, ce sont ses avant-becs triangulaires moins larges que les piles et les évidements ovales ménagés dans les tympans.

L'aspect de cet ouvrage est assez satisfaisant. Figure 7, planche XIII.

Pont de la Trinité, à Florence. — L'ancien pont de la Trinité, à Florence, reconstruit en 1274, fut emporté par la grande inondation du 13 septembre 1557, qui s'éleva à 9^{m},40 au-dessus de l'étiage actuel de l'Arno, c'est-à-dire à la hauteur des parapets du nouveau pont. Celui-ci fut reconstruit par le célèbre architecte et sculpteur Bartolomeo Ammanati, l'auteur de la cour du palais Pitti à Florence. Il fut commencé le 1er mars 1566 et le grand duc Cosme de Médicis y passa pour la première fois le 15 avril 1569.

M. l'ingénieur Malibran a relevé exactement les dimensions de cet ouvrage ; il s'est préoccupé surtout de la forme toute particulière que présente l'intrados des arches ; il s'est assuré que ces courbes très-surbaissées, offrant à la clef un angle bien marqué, mais dissimulé en partie par les cartouches en marbre blanc, n'étaient ni des paraboles ni des ellipses. Ce sont des anses de panier, qui paraissent tracées au hasard par la fantaisie de l'artiste. Figure 2, planche XIV.

Ce pont a semblé d'une telle hardiesse aux Florentins que pendant longtemps on ne laissait pas plusieurs voitures s'y engager à la fois; quand la Toscane fut occupée par les Français, ceux-ci rendirent la circulation parfaitement libre sur le pont de la Trinité, et il n'en résulta aucun inconvénient.

Le luxe de cette construction est fort bien ordonné, les archivoltes et la plinthe sont couvertes de riches moulures ; il en est de même des panneaux triangulaires et rectangulaires qui ornent les tympans et les piles (Reynaud).

Pont de Pontecorvo, figure 8 planche XIII. — Cet édifice fut construit sur le torrent de la Melza, près d'Aquino, par Stephano del Piombino.

Comme on craignait qu'un pont droit ne pût résister à la violence des eaux, on résolut de l'établir sur plan circulaire ; en effet, son axe est un arc de cercle de

176 mètres de rayon, dont le sommet est opposé à l'action du courant.

Le pont est établi sur un radier général en enrochements dont la surface est placée à 2 mètres environ sous les eaux moyennes. Les têtes de ce radier sont en gros blocs de pierres cramponnés et défendus en aval par plusieurs files de pieux.

La base des piles est formée par quatre assises, composées de pierres de 4 à 5 mètres de longueur, également cramponnées et présentant de larges retraites.

Il y a sept arches dont l'ouverture varie de 22^{m},7 à 28^{m},6 ; la largeur entre les têtes est de 13^{m},6 et l'épaisseur des piles varie de 3^{m},25 à 3^{m},9.

Comme le torrent était à sec pendant une partie de l'année, on put construire le radier avec le plus grand soin.

C'est à ce radier seul et non pas à la forme spéciale de l'ouvrage qu'il faut attribuer sa solidité.

La forme curviligne est plutôt nuisible parce que les piles se présentent obliquement au courant qui les choque et qui pourrait les affouiller.

On a renoncé à peu près complétement à l'établissement de ponts courbes; cependant, on a établi sur plan curviligne quelques viaducs de chemin de fer. En général, on évite de le faire, et à moins que la longueur du pont ne soit très-grande, on préfère lui donner plus de largeur et le faire droit bien qu'il supporte une voie ferrée courbe.

Pont de marbre, à Florence. — Le pont de marbre, à Florence, comme le pont du Rialto, à Venise, a été construit par Michel-Ange.

Ce pont est composé d'une seule arche en arc de cercle de 42^{m},23 d'ouverture et de 9^{m},1 de flèche. Sa largeur est de 11 mètres.

L'épaisseur à la clef est de 1^{m},62 ; la corniche a été taillée dans les voussoirs après le décintrement ; les voussoirs sont formés avec de longs blocs de marbre. Le parapet du pont est formé avec des balustres.

Il résulte de cette disposition une apparence saisissante de légèreté et de hardiesse.

On pourrait l'appliquer quelquefois, même à l'époque actuelle; lorsqu'on manque de hauteur, on pourrait ainsi gagner quelque chose en taillant une partie de la plinthe dans les voussoirs.

Pont Saint-Ange, à Rome, figure 1, planche XIV. — Ce monument magnifique, dit Gauthey, qui portait autrefois le nom de pont Œlius, fut construit l'an 138 par Adrien, vis-à-vis le superbe tombeau qu'il s'était fait élever. Les piles étaient surmontées de huit colonnes colossales portant des statues de bronze; ces colonnes furent détruites pendant les troubles de l'Italie; et une grande foule, occasionnée par une procession de jubilé, ayant fait tomber les parapets dans le Tibre, le pape Clément IX les fit relever en 1668 sur les dessins du Bernin.

Ils furent alors décorés de piédestaux de marbre blanc portant dix statues colossales d'anges.

Les arches en plein cintre de 7^{m},75 à 19^{m},5 d'ouverture sont décorées d'archivoltes ; elles forment un débouché de 113 mètres de longueur. La largeur du pont Saint-Ange est de 15^{m},5.

Il est certain qu'avec une épaisseur réduite pour ses piles, cet ouvrage produirait un excellent effet.

Au sujet des statues qui surmontent les pilastres élevés au-de sus des piles, il y a à faire une remarque importante :

C'est une idée naturelle et logique d'indiquer les axes des piles par des orne-

ments spéciaux, des statues par exemple, placés au-dessus d'eux. Mais, on peut se demander quelle dimension il convient d'adopter pour ces statues relativement aux dimensions du pont. Cette dimension dépend évidemment du point où se place le spectateur.

Si le spectateur est sur le quai, à une certaine distance du pont, il faudra donner aux statues de grandes proportions afin qu'elles ne paraissent point grêles.

Au contraire, si le spectateur est sur le pont même, il faut lui mettre sous les yeux des proportions ordinaires; des statues colossales produiraient alors un mauvais effet.

En somme, le point de vue le plus ordinaire est sur le pont même, et il ne faut point adopter pour les statues des proportions colossales.

Celles du pont Saint-Ange sont bien conçues ; quant à celles qu'on avait placées sur les piles du pont de la Concorde elles étaient beaucoup trop fortes, il a fallu les enlever et les placer dans la grande cour du palais de Versailles.

Pont couvert à Florence, sur l'Arno, figure 3, planche XIV. — Le pont couvert établi à Florence sur l'Arno, est formé de trois arches en arc de cercle surbaissé ; celle du milieu a 29m,9 d'ouverture et celles extrêmes ont 29m,56.

Les piles triangulaires sont élevées jusqu'au-dessous de la plinthe. Sur ce pont sont établis des piliers carrés qui supportent des arcades en plein cintre.

Cet ouvrage, dit Gauthey, est un des premiers ponts modernes où l'on ait employé pour la forme des arches un arc de cercle dont les naissances sont placées près du niveau des hautes eaux. Il a servi de modèle, ainsi que le pont de la Boucherie à Nuremberg, à ceux qui ont été élevés en France, sur la fin du siècle dernier.

L'épaisseur des voûtes à la clef est de 1m,60.

Les joints des voussoirs se prolongent sur tous les tympans jusqu'à la rencontre de la plinthe ; il n'y a plus de distinction entre la voûte proprement dite et le remplissage.

Pont-Royal, à Paris. — Il est composé de cinq arches en anse de panier de 21 mètres (arches de rive) à 23m,5 d'ouverture ; sa largeur est de 17 mètres. Figure 4, planche XIV.

On voit sur la coupe AB que les demi-arches de rive sont remplacées par des pans coupés verticaux, de sorte que le pont s'évase à chaque extrémité, ce qui facilite singulièrement le débouché et la circulation des voitures.

Les voussoirs sont appareillés par redans.

Le pont des Tuileries, ou pont Royal, occupe l'emplacement de deux anciens ponts de bois successivement emportés. Les dessins en ont été donnés par Jules Hardouin Mansart, et la construction a été dirigée par Gabriel. La fondation de la première pile du côté des Tuileries ayant présenté quelque difficulté, on appela de Maestricht le frère Romain.

Celui-ci dragua l'emplacement de la pile, y échoua un grand bateau rempli de matériaux et l'entoura de pieux battus sous l'eau ; on coula ensuite à l'intérieur une crèche en charpente dont les parois étaient bordés par des assises de grosses pierres cramponnées les unes aux autres ; puis on remplit le vide avec des moellons et du mortier de pouzzolane, que l'on employa pour la première fois à Paris.

Sur cette fondation, on éleva un massif plus pesant que celui qui devait exister plus tard ; on détermina ainsi un tassement de 27 millimètres ; au bout de quelques mois on démolit le massif et on établit sans danger la pile et les voûtes.

Les piles à section triangulaire sont assez élégantes et présentent une épaisseur raisonnable.

Pont de Mantes sur la Seine. — L'ancien pont de Mantes, figure 5, planche XIV, détruit pendant la dernière guerre, a été construit sur les projets de Hupeau et sous la direction de Perronet. Commencé en 1757, il ne fut terminé qu'en 1765.

Il comprenait trois arches en anse de panier, celle du milieu de 39 mètres d'ouverture et les deux autres de 31^{m},5. Les naissances étaient établies à 1 mètre au-dessous de l'étiage et la plate-forme des fondations à 2 mètres.

On commença, dit Gauthey, la construction des voûtes de ce pont par celle de l'une des arches collatérales, et cette voûte était presque entièrement terminée lorsqu'il n'y avait encore que dix cours de voussoirs posés à l'arche du milieu. L'inégalité de poussée qui en résulta sur la pile intermédiaire, lui occasionna un mouvement de translation dans le sens horizontal. Il paraît que les pieux prirent une légère inclinaison, et quoique l'on fît sur-le-champ travailler à la grande arche, où l'on posa des voussoirs avec la plus grande célérité possible, le mouvement ne s'arrêta qu'après que la pile eut été transportée de 122 millimètres. On continua d'élever la grande arche et, pour prévenir l'effet de la poussée sur l'autre pile, on eut soin de maintenir l'écartement du cintre par des tirants composés de pièces assemblées à trait de Jupiter. Cette précaution réussit parfaitement; et, après la pose des clefs, la première pile fut reportée de 60 millimètres vers son premier emplacement.

Les blocs de pierre employés à la construction de ce pont ont quelquefois des dimensions énormes, et l'enchevêtrement en est bien combiné. On conçoit sans peine que dans de pareilles maçonneries la question du mortier était insignifiante, et que la construction eût été stable, même exécutée à pierres sèches.

La corniche était des plus vigoureuses, formée d'un gros boudin saillant et produisait un bon effet; c'est souvent par la maigreur des moulures que pèchent les ponts modernes.

Pont de Neuilly sur la Seine. — Le pont de Neuilly, construit sur les projets de Perronet, est représenté par la figure 6 de la planche XIV. Les travaux en furent conduits par Perronet et par Chézy.

Il se compose de cinq arches en anse de panier, surbaissées au quart de 39 mètres d'ouverture, dont la naissance est placée au niveau des plus basses eaux.

Entre le sommet de l'intrados et le niveau des plus hautes eaux, il reste une hauteur libre de 2^{m},27.

L'épaisseur des piles est de 4^{m},22. Leur profil est légèrement renflé à la partie médiane; on a voulu leur donner du galbe comme on fait aux colonnes; mais l'exemple n'a pas été imité depuis, car cette disposition est d'un effet médiocre, et elle n'est pas souvent visible puisque les eaux ne se tiennent pas longtemps à l'étiage dans le cours d'une année.

Les avant et arrière becs sont élevés sur plan demi-circulaire; la forme triangulaire des piles semble dès lors abandonnée.

Les culées ont 10^{m},80 d'épaisseur et se prolongent par des voûtes de halage en plein cintre de 4^{m},55 d'ouverture.

Les chemins de halage sont revêtus de perrés jusqu'à une grande distance, afin de diriger les eaux et de les empêcher d'attaquer les maçonneries; pour la même raison, les terres des rampes d'accès sont soutenues par des murs.

Le profil en travers du pont se compose de

Une chaussée de.	$9^m,42$
Deux trottoirs de $2^m,03$.	$4^m,06$
Total. . . .	$13^m,48$

plus $0^m,67$ de chaque côté pour la saillie de la plinthe, ce qui fait en tout $14^m,62$ pour la largeur entre les têtes.

Les voûtes du pont sont raccordées par des cornes de vache avec les têtes; l'intrados sur les têtes est, comme le montre la figure, un arc de cercle qui n'est autre que le prolongement de l'arc au sommet des anses de panier.

On comprend sans peine la génération de la corne de vache; elle est engendrée par une droite qui s'appuie sur l'anse de panier et sur la ligne formée par l'arc de tête et par le profil de la pile. Pour déterminer complétement la surface, on peut se donner comme condition que les épaisseurs des voussoirs soient les mêmes sur la tête et sur l'anse de panier.

Quoi qu'il en soit, cette disposition, dont l'effet n'est pas mauvais au point de vue architectural, est absolument insignifiante en pratique surtout pour des arches de grande ouverture.

Quel résultat amène-t-elle? Augmente-t-elle la section d'écoulement? Non. Elle facilite seulement l'écoulement des eaux en formant une sorte d'entonnoir à l'avant de l'anse de panier.

Nous ne pensons pas que ce mince avantage puisse être mis en balance avec la grave sujétion qu'entraîne l'exécution de la corne de vache.

Si vous avez besoin d'un vaste débouché, adoptez franchement une arche en arc de cercle, et non point cette forme bâtarde qui n'a rien pour elle que son aspect assez élégant.

Les fondations du pont de Neuilly ont été établies sur pilotis et par épuisement à $2^m,3$ au-dessous de l'étiage. La largeur de l'empatement sur lequel les piles sont élevées est de $6^m,82$.

Tous les parements de l'ouvrage sont construits avec d'énormes pierres de taille, et les massifs de toutes les parties de la construction ont été remplis en libages jusqu'à 8 mètres au-dessus de l'étiage.

Pont de Pont-Sainte-Maxence sur l'Oise. — Le pont de Pont-Sainte-Maxence sur l'Oise, figure 9, planche XIII, a été construit aussi sur les dessins de Perronet de 1774 à 1784.

Il comprend trois arches en arc de cercle de $23^m,39$ d'ouverture et de $1^m,95$ de flèche. C'est donc un surbaissement considérable.

Ses piles ont une épaisseur de $2^m,92$ et ses culées de $5^m,85$. Elles sont en outre contre-butées à l'arrière par trois murs de même longueur et de $1^m,95$ de large.

La hauteur des pieds-droits des piles est de $5^m,85$, et ils reposent sur des assises en retraite formant une saillie totale de $1^m,95$. La plate-forme de fondation est établie à $2^m,6$ au-dessous de l'étiage.

L'épaisseur des voûtes au sommet est de $1^m,46$, et la largeur entre les têtes de $12^m,67$.

Les piles, dit Gauthey, ne présentent point une masse pleine comme il est d'usage. Elles sont composées, ainsi que les demi-piles attenantes aux culées de deux groupes de colonnes, qui laissent entre eux un intervalle de $2^m,92$. Le bas de cet intervalle est formé en arc renversé, et le haut est couvert par une lunette qui pénètre les voûtes des deux arches voisines.

On a employé beaucoup de fer dans la construction de ce pont, quoiqu'on eût d'abord formé le projet de n'en point mettre.

Cette forme, donnée aux piles, est sans doute d'une certaine élégance, et ferait un bon effet si l'on devait apercevoir un pont à une certaine distance et sous une obliquité marquée. Nous croyons que, dans le cas actuel, on a compliqué inutilement la construction sans ajouter beaucoup à la légèreté de l'édifice.

Pont de la Concorde, à Paris. — Tout le monde connaît le pont de la Concorde qui réunit la place du même nom à la rive gauche de la Seine et dans l'axe duquel est placé le palais du corps Législatif.

Ce pont, figure 10, planche XIII, construit par Perronet a été commencé en 1787 et terminé en 1791.

Il comprend cinq arches en arc de cercle de $23^m,4$, 26 mètres et $28^m,6$ d'ouverture et dont les flèches ont $1^m,95$, $2^m,26$ et $2^m,99$.

Ce sont donc, comme les précédents, des arcs très-surbaissés, et dont la hardiesse n'a guère été dépassée de nos jours.

L'épaisseur des piles est de $2^m.92$. Les avant et arrière becs sont formés de colonnes cylindriques, d'un diamètre précisément égal à $2^m,92$, élevées jusqu'au niveau de la plinthe, et pénétrant dont le plan des têtes des trois quarts seulement de leur rayon.

La partie supérieure de ces colonnes est ornée de moulures formant un maigre chapiteau, supportant une table carrée dont la corniche du pont avec ses modillons suit le contour.

L'entablement est assez énergiquement accusé. Le parapet qui le surmonte est interrompu par de gros dés en pierres de taille placés à l'aplomb des piles, et par d'autres dés plus petits; ce parapet est formé de balustres supportant une tablette en pierre de taille.

Les culées ont $15^m,6$ d'épaisseur.

La largeur du pont entre les têtes est de $15^m,6$ dont $2^m,44$ pour chaque trottoir.

L'épaisseur à la clef est de $0^m,97$, $1^m,06$ et $1^m,14$; sur laquelle épaisseur $0^m,27$ sont compris dans l'architrave qui supporte les modillons. Nous avons déjà rencontré cette disposition plus accentuée dans le pont de marbre de Florence.

Les piles et culées reposent sur un empatement faisant saillie de $1^m,95$ et la plate-forme de fondation est placée à $1^m,62$ au-dessous de l'étiage.

Sur la table carrée qui termine les colonnes des piles, on avait placé, comme nous l'avons dit en parlant du pont de la Trinité, des statues colossales qui depuis ont été transportées dans la cour du palais de Versailles.

Ces statues étaient de proportions beaucoup trop grandes, puisqu'elles étaient destinées à être vues par les personnes traversant le pont; elles produisaient un très-médiocre effet. On les a enlevées et elles n'on pas été remplacées.

Les dessins que nous venons de donner sont extraits du recueil de Gauthey (édition de 1809); ce recueil en renferme beaucoup d'autres encore, mais nous avons choisi les principaux et les plus connus, il y en a du reste un grand nombre de construits sur des modèles presque identiques.

Ces vieux monuments présentent un grand intérêt, et leur étude préliminaire est indispensable dans un traité de ponts.

2° **Pont d'Iéna.** — C'est par le pont d'Iéna que nous commencerons l'étude des ponts construits au dix-neuvième siècle.

Le pont d'Iéna (planche 1, figure XV) est situé à Paris, sur la Seine, dans l'axe du champ de Mars.

Entrepris en vertu d'une loi du 27 mars 1806, il devait s'appeler d'abord pont du Champ-de-Mars, mais un décret, rendu à Varsovie le 13 janvier 1807, décida qu'il porterait le nom d'Iéna, en souvenir de la victoire remportée par les Français le 14 octobre 1806 sur les armées russe et prussienne.

Le pont d'Iéna a été construit par M. l'ingénieur Lamandé; nous empruntons à la notice de M. Féline Romany les renseignements suivants sur ce travail.

Le pont d'Iéna est composé de cinq arches en arc de cercle ayant chacune 28 mètres de corde sur 3^m,30 de flèche. Ces arcs avaient été primitivement projetés en fonte comme ceux du pont d'Austerlitz, mais un décret en date du 27 juillet 1808 a ordonné leur construction en pierre.

Leurs naissances sont à 6^m,13 au-dessus de l'étiage et leur épaisseur à la clef est de 1^m,44. Elles reposent sur quatre piles et deux culées. L'épaisseur des piles est de 3 mètres et celles des culées de 15 mètres. Ces dernières sont fondées sur pilotis; celle de rive gauche a été construite dans un caisson échoué sur les pieux recépés, et celle de rive droite sur des racinaux et une plate-forme établie à 0^m,44 au-dessous de l'étiage.

La première pile, rive gauche, a été fondée sur pilotis, grillage et plate-forme, et les trois autres ont été construites dans un caisson échoué sur des pieux. Ces piles sont terminées par des avants et arrière becs circulaires.

Les voûtes sont couronnées sur chaque tête par une corniche de 0^m,90 de hauteur composée d'une cimaise, d'un larmier et de modillons.

La distance entre les têtes est de 14 mètres, elles sont couronnées par deux parapets de 0^m,95 de hauteur sur 0^m,50 d'épaisseur laissant entre eux un espace de 13^m,70 dont 8^m,70 réservés pour la chaussée et 5 mètres pour les trottoirs. Aux extrémités de ces parapets sont quatre piédestaux portant des statues équestres.

Les travaux, commencés dès 1806, étaient à peine terminés à la chute de l'empire en 1814.

Un rapport que nous avons retrouvé nous fait connaître que les voûtes avaient été commencées le 27 juin 1811, achevées le 17 août et décintrées le 23 septembre suivant.

Ce rapport renferme des renseignements intéressants sur les tassements qui ont été observés au commencement de l'opération du décintrement et pendant les deux années qui ont suivi, renseignements desquels il résulte :

1° Que l'on a mis deux jours à décintrer le pont, et que, pendant cette opération, il ne s'est produit aucun mouvement ni dans les piles ni dans les culées.

2° Que par l'effet du resserrement des joints, les voûtes ont suivi les cintres dans le premier moment et se sont arrêtées après un tassement de 8 à 9 centimètres.

3° Que les trois arches du milieu, décintrées les premières, ont éprouvé un tassement de 4 centimètres plus fort que celui des arcs de rive.

4° Que deux ans après la construction, sur la fin de 1813, le tassement était de 0^m,15 pour les arches du milieu et de 0^m,11 pour les arches de rive.

Les travaux du pont paraissent avoir été terminés à cette époque, puisque le procès-verbal de la réception définitive de la sculpture des aigles qui décoraient les tympans et qui avaient été faits sur les dessins de M. Lemot, membre de l'Institut, porte la date du 29 décembre 1813.

La dépense y compris celle relative à l'établissement des quais sur l'une et l'autre rive, et sur une longueur de près de 1,000 mètres, avait été évaluée à 6,158,728^f,73; nous ne savons pas au juste à quelle chiffre elle s'est réellement élevée, mais il paraît certain que ce chiffre n'a pas été atteint, puisqu'à une

époque où le pont était achevé et les quais fort avancés, M. l'ingénieur en chef Lamandé annonçait dans un rapport, en date du 24 décembre 1812, que le montant des ouvrages exécutés s'élevait alors à 4,917,064f,86, et que celui des travaux restant à faire ne dépasserait pas 1,118,022f,38, d'où résulterait par conséquent une économie de 122,641f,49.

Il n'est pas probable que dans le cours de cette désastreuse année de 1813 qui a précédé la chute de l'empire, l'État ait pu consacrer à ces travaux une somme aussi considérable que celle qu'il fallait encore pour les achever, et il y a lieu de penser que les quais n'ont été terminés que dans les premières années de la restauration.

Les aigles des tympans ont été enlevés en 1815, et le pont lui-même, dont le nom rappelait le souvenir d'une victoire remportée sur les armées alliées, a failli être détruit par le feld-maréchal Blücher ; c'est à l'énergique résistance du roi Louis XVIII que l'on a dû la conservation de ce bel ouvrage.

En 1840, lors de la translation des cendres de l'Empereur aux Invalides, il fut question de rétablir les aigles, mais l'exécution de ce projet fut ajournée et ils ne l'ont été qu'en 1852.

Les quatre groupes équestres placés sur les piédestaux qui terminent les parapets ont été placés l'année suivante.

Enfin des plaques en marbre rappelant l'époque de la construction du pont et le nom du souverain sous le règne duquel il a été construit ont été posées en 1862.

3° **Pont du Sault du Rhône.** — Le pont du Sault du Rhône, dont nous ne dirons que quelques mots, est représenté en élévation par la figure 3 de la planche XV.

Il est établi à l'emplacement d'un ancien pont romain, et on a même conservé soit dans les piles, soit dans les culées ce qui restait de bon dans les maçonneries.

Les mortiers romains qui étaient soumis à l'action de l'eau, étaient composés de chaux et de tuileau pulvérisé, formant une pouzzolane artificielle; la dureté de ces mortiers entre les pierres de taille était celle de la brique très-cuite.

L'ouvrage se compose de trois arches en anses de panier, tracées par la méthode de Perronet, savoir : deux latérales de 28 mètres d'ouverture et 9 mètres de montée, et une au milieu de 34 mètres d'ouverture et 9m,74 de montée.

La largeur entre les têtes est de 7 mètres pour les corps du pont et de 9m,50 pour le couronnement des culées; les piles ont 6m,78 d'épaisseur au niveau des naissances et sont accompagnées d'avant et d'arrière becs demi-circulaires.

Les culées sont renforcées par deux avant corps, ayant ensemble 7m,74 de saillie. Tous les revêtements sont en pierres de taille, et les anciennes maçonneries des murs en ailes ont été complétement enveloppées.

Les fondations de cet ouvrage ne présentaient point de difficulté sérieuse, car on trouvait le rocher à une faible profondeur au-dessous de l'étiage.

Les voussoirs sont appareillés par redans, disposition qui produit rarement un bon effet dans des voûtes médiocrement surbaissées.

Ce dont on doit s'étonner le plus, c'est de la largeur exceptionnelle adoptée pour les piles; si on l'a fait pour conserver les anciennes maçonneries et les envelopper, on a eu bien tort, il eût mieux valu tout démolir et établir à neuf des piles de 3m,50 de largeur.

Cette massivité des piles s'accorde mal avec le peu d'énergie des moulures qui les couronnent et de celles qui forment la plinthe.

En somme, c'est une construction disgracieuse.

Les voûtes ont été construites sur des cintres retroussés, et furent décintrées, l'une 29 jours, l'autre 21 jours et celle du milieu 46 jours après la pose de leur clef.

Le tassement total fut de 0^m,14 à l'arche droite, de 0^m,11 à l'arche gauche et de 0^m,28 à l'arche du milieu. Ces tassements se distribuèrent ainsi : environ $\frac{2}{15}$ sur cintres avant la pose de la clef, $\frac{12}{15}$ pendant le décintrement et $\frac{1}{15}$ dans les deux semaines qui suivirent le décintrement. Cependant, les joints ne restèrent ouverts en aucun point de la voûte.

Le pont du Sault du Rhône est l'œuvre de MM. les ingénieurs Montluisant et Picot.

4° Pont de Bordeaux. — Le pont de Bordeaux, dont la figure 11 de la planche XIII, représente quelques arches en élévation, est l'œuvre de Deschamps inspecteur général des ponts et chaussées ; son nom restera toujours attaché à ce magnifique ouvrage, dont l'exécution fut longtemps considérée comme impossible.

Devant la ville de Bordeaux, la Garonne a plus de 500 mètres de large; elle coule sur un lit profond de vase sans consistance, et ce lit est labouré sans cesse par des courants qui prennent des vitesses allant jusqu'à 3 mètres par seconde.

En 1807, Napoléon avait ordonné la construction d'un pont en charpente, auquel on se proposa ensuite de substituer des arcs en fonte avec piles en pierre.

Les pieux sur lesquels devaient s'asseoir les cinq premières piles furent emportés par une crue qui détermina des affouillements descendant jusqu'à 8 et 10 mètres de profondeur.

C'est alors que Deschamps prit la direction du travail. Il reconnut que les massifs d'enrochements, disposés dans la Garonne pour faire, par exemple des embarcadères, résistaient très-bien à la violence des eaux; la vase pénétrait dans les interstices, entre les blocs, les cimentait et en formait une masse compacte et indestructible, pour peu qu'on eût soin de l'entretenir.

Le système à adopter pour la fondation du pont était trouvé.

Le pont de Bordeaux est composé de dix-sept arches en maçonnerie de pierres de taille et de briques.

Les sept arches du milieu sont égales et leur ouverture est de 26^m,49; les arches extrêmes n'ont que 20^m,84 d'ouverture ; les autres ont des dimensions intermédiaires.

L'intrados de ces arches est un arc de cercle surbaissé au tiers; les têtes sont évasées au moyen de cornes de vache s'appuyant sur l'arc précédent et sur un autre arc de cercle plus surbaissé placé dans le plan des têtes.

L'épaisseur des piles est de 4^m,20 aux naissances. Chacune repose sur 220 pieux en bois de pin, que l'on a fait pénétrer par le gros bout jusqu'au terrain solide à 8 ou 10 mètres dans la vase ; puis, on les a recepés à quatre mètres sous l'étiage. Ils sont rendus solidaires par un fort châssis en charpente qui s'oppose à leur déversement.

Les vides entre ces pieux sont remplis par des enrochements, que la vase s'est chargée d'agglutiner, et qui forment une couche de fondation impénétrable à l'action des eaux.

Sur la tête des pieux arasés de niveau, on est venu échouer de grands caissons dans lesquels on a établi les soubassements des piles.

La largeur du pont entre les têtes est de 15 mètres, qui se subdivisent en 10 mètres de chaussée et deux trottoirs de 2^m,50.

Toutes les voûtes ont une épaisseur à la clef de 1^m,20.

La maçonnerie des piles est formée de pierres de taille de libages que l'on distribuait par ligne dans chaque caisson, de manière à former des auges ou cases dans lesquelles on épuisait avec des vis d'Archimède et que l'on remplissait de bonne maçonnerie.

La maçonnerie des voûtes est formée de deux têtes en pierres de taille et de quatre autres chaînes parallèles aux têtes, aussi en pierres de taille. Toutes ces chaînes sont reliées de place en place par des assises horizontales en pierres de taille. L'ensemble de ces chaînes forme comme la carcasse des voûtes; les caissons quadrangulaires, ou cases comprises entre elles sont remplies en maçonnerie de briques légères.

Ces dispositions avaient pour but d'alléger autant que possible le poids à transmettre aux piles.

C'est pour la même raison que les tympans sont évidés à l'intérieur par des voûtes transversales et qu'on a ménagé sous la chaussée et les trottoirs de petites voûtes longitudinales qui permettent de visiter les maçonneries à l'intérieur, et qui se sont trouvées toutes préparées pour recevoir les conduites de gaz vers 1840.

Les chaînes en pierres de taille sont réunies par des des tirants en fer; et dans chaque chaîne les pierres sont réunies dans le sens horizontal par des queues d'aronde, et dans le sens vertical par des tenons en bois de teck qu'on a fait préalablement bouillir dans l'huile.

Les tirants de fer sont préservés de la rouille par un enduit de bitume.

Les briques légères dont on se servit furent fabriquées sur le chantier même avec le limon argileux déposé par le fleuve sur ses rives.

Au moyen des enrochements, il fut établi sur tout l'emplacement du pont un radier solide, qui résiste aux courants, et, comme le fleuve prenait un peu les piles obliquement, on en rectifia le cours au moyen de digues longitudinales exécutées en pierres sèches.

Le conseil général des ponts et chaussées avait exigé que chaque pile resterait chargée pendant trois mois, avant l'exécution des voûtes, d'un poids de cinq millions de kilogrammes.

Cette prescription était gênante et pouvait entraîner un grand accroissement dans la durée des travaux. Deschamps sut la faire tourner au profit de la construction en plaçant la surcharge au-dessus de l'emplacement des premiers cours de voussoirs et construisant complétement la voûte adjacente pendant que la surcharge était sur la pile; celle-ci formait alors culée et s'opposait à tout affaissement de l'arche, bien que le cintre voisin ne fût même pas établi.

Tels sont les principaux traits de la construction du pont de Bordeaux, qui fut considérée comme un tour de force.

Aujourd'hui, on préférerait sans doute, comme on l'a fait pour le chemin de fer, constituer le pont avec des poutres métalliques lancées sur des piles tubulaires descendues jusqu'au terrain solide au moyen de l'air comprimé. Mais le procédé de Deschamps n'en reste pas moins acquis à la science de l'ingénieur et il a trouvé depuis plus d'une application.

Le pont de Libourne fut construit sur un modèle presque identique à celui de Bordeaux.

5° **Pont de Tours.** — Le pont de Tours a été exécuté dans le siècle dernier, vers 1765, mais il appartient presque au siècle actuel à cause de réparations nombreuses qu'il a fallu lui faire subir.

Les figures 4 et 5 de la planche XV en donnent une élévation d'amont ainsi qu'une coupe en travers sur l'axe d'une arche.

Ce pont se compose de quinze arches en anse de panier surbaissée au tiers et à onze centres.

L'ouverture de chaque arche est de 24^{m},36, leur flèche 8^{m},12 et leur épaisseur à la clef 1^{m},30.

Les piles ont 4^{m},90 d'épaisseur; leur avant-bec est ogival en plan et a une saillie de 4^{m},27 sur le plan de la tête; leur arrière-bec est demi-circulaire.

La largeur entre les têtes est de 14^{m},61, sur lesquels la chaussée occupe 8^{m},80.

Les voussoirs des têtes sont appareillés par redans et les tympans sont remplis en pierres de taille.

On remarquera la forme bizarre des piles et de leur couronnement, qui paraît d'assez mauvais goût.

Les fondations de ce grand ouvrage étaient défectueuses, et une partie des voûtes s'écroula avant l'achèvement; on s'était servi, paraît-il, de pieux avariés et non consolidés par des enrochements.

En 1835, M. Beaudemoulin, ingénieur en chef, reconnut l'existence de nouveaux tassements dans les piles qui s'étaient creusées à l'intérieur et qu'il parvint à consolider au moyen d'injections de mortier; nous avons rendu compte de ce travail délicat dans notre traité d'exécution des travaux.

Le raccordement du pont de Tours avec ses abords est heureusement combiné; les murs de quai sont raccordés avec chacune des têtes par une voussure en pendentif dont la directrice en plan est un quart de cercle de 12^{m},15 de rayon, ayant son point de tangence au droit du milieu de l'arche.

C'est une disposition analogue à celle adoptée pour le pont Royal dans lequel un pan coupé réunit au quai le sommet des arches de rives; mais la voussure du pont de Tours est beaucoup plus élégante qu'un mur vertical.

A la suite des premiers tassements observés sur les piles, on a enlevé une grande partie du remplissage des tympans, dont l'intérieur a été évidé par des voûtes transversales.

6° **Pont du Port-de-Pile, sur la Creuse.**—Les figures 1 à 5 de la planche XVI, représentent le pont construit à Port-de-Pile, sur la Creuse, pour le passage du chemin de fer de Tours à Bordeaux (1re section). M. Beaudemoulin, ingénieur en chef et Croizette Desnoyers, ingénieur ordinaire.

Cet ouvrage comprend trois arches en anse de panier de 31 mètres d'ouverture et de 11 mètres de flèche. Les naissances de ces arches sont placées à 3 mètres au-dessus de l'étiage. Cette disposition ne fait pas très-bon effet sur le dessin, mais elle est de nature à produire un excellent effet dans la réalité, car il est rare que les eaux d'une rivière soient à l'étiage, et, lorsqu'elles ont quelque élévation, elles baignent les retombées des voûtes dans les cas ordinaires.

Dans le cas actuel, il n'y a rien à craindre sous ce rapport, et les eaux ordinaires dissimuleront ce que le soubassement paraît avoir d'excédant de hauteur; les courbes se développeront alors tout entier à l'œil du spectateur.

Les piles ont 5^{m},50 de largeur aux naissances et sont profilées en tronc de cône, leur couronnement est placé un peu au-dessus du niveau des plus grandes eaux ordinaires; les plus grandes crues connues s'élèvent encore à 2^{m},40 et au delà.

Dans les culées on a ménagé de petites arches de $3^m,50$ d'ouverture et de 5 mètres de hauteur, destinées au halage et au passage de deux chemins vicinaux détournés.

La largeur entre les têtes est de $8^m,60$; 8 mètres sont réservés à la voie et le reste aux parapets qui sont du reste posés un peu en encorbellement.

L'épaisseur des voûtes à la clef est de $1^m,30$; cette épaisseur va croissant vers les naissances, et la courbe d'extrados se raccorde avec l'angle supérieur du couronnement des piles. Il va sans dire que les voussoirs inférieurs participent à la fois à la voûte et aux avant et arrière-becs.

Le chapeau conique des piles est formé par deux assises de pierres et la moulure subjacente est d'un seul morceau.

Les culées de $7^m,30$ d'épaisseur sont prolongées dans la direction des têtes par des murs de $9^m,30$ de longueur dont la section transversale est nettement indiquée sur la figure 5. Ces murs sont réunis à leur sommet par un plein cintre supportant la petite voûte de halage.

Les fondations des piles ont été exécutées, au moyen de caissons foncés, comme nous l'avons expliqué en détails, dans le traité de l'exécution des travaux.

Les têtes et les angles et toutes les parties saillantes du pont ont été exécutées en bonnes pierres de taille; le corps de douelle est formé de petites pierres de taille n'ayant que $0^m,70$ de queue; mais la liaison, tant avec les têtes qu'avec la maçonnerie de remplissage est assurée au moyen de chaînes horizontales ayant, comme la clef de tête, $1^m,30$ de queue.

Les parements des culées et des arches de halage sont exécutés avec des moellons smillés avec beaucoup de soin; quant aux tympans, on les a construits avec de simple moellon débruti sur lequel se détachent beaucoup mieux les têtes et la plinthe.

On n'a pas reproduit de demi-pile sur les rives, comme on le fait quelquefois: cette disposition, inspirée par un amour peut-être exagéré de la symétrie, est inutile.

Seulement, on a donné à la partie inférieure de la culée le même fruit qu'aux piles, et on a couronné cette partie inférieure avec un cordon reproduisant le profil des moulures qui terminent les piles.

Les maçonneries des voûtes sont, comme d'ordinaire, protégées par une chape et on a ménagé dans les piles, aux points bas du remblai, les conduits nécessaires à l'évacuation des eaux d'infiltration.

Pont de Libourne. — Le pont construit à Libourne, sur la Dordogne, pour le passage du chemin de fer de Tours à Bordeaux, présente de grandes analogies avec le pont de Port-de-Pile. Les arches en anse de panier, de 20 mètres d'ouverture, surbaissées au tiers, et ayant leurs naissances à $3^m,74$ au-dessus de l'étiage, sont au nombre de 9.

Les piles et les culées ont des dispositions presque identiques à celles du pont de Port-de-Pile; la seule différence est qu'il n'existe point de voûtes de halage dans les culées.

Les fondations sont établies dans des caissons foncés sur pilotis et protégés par des enrochements, comme au pont de Bordeaux.

Les têtes, en pierres de taille, ont été d'abord appareillées par redans, puis on a tracé un extrados identique à celui de Port-de-Pile, et on a refouillé toute la partie des voussoirs située au-dessus de cet extrados de manière à la mettre dans le même plan que le remplissage des tympans.

Ingénieurs : MM. Droeling et Malaure.

7° **Pont sur la Sarthe, au Mans.** — Les figures 6, 7, 8 de la planche XVI, sentent le pont construit sur la Sarthe, au Mans, pour le passage de la ligne de Paris à Rennes.

Ce pont comprend une travée métallique de 8 mètres sur le boulevard du Greffier, trois arches, en anse de panier, de 17 mètres d'ouverture sur la Sarthe et un plein cintre de 9 mètres de diamètre sur le canal des Planches.

Les bandeaux des têtes, les quatre chaînes horizontales qui divisent la douelle de chacune des trois grandes voûtes, les clefs et contre-clefs, les pilastres, bahuts et tous les angles saillants sont seuls en pierres de taille (granit d'Alençon et marbre); les parements vus des murs en retour et la douelle des quatre voûtes sont en moellon smillé (marbre); et enfin les parements vus des tympans au-dessus des grandes voûtes et des deux grands murs de soutènement interposés entre la rivière et le canal, sont tout simplement en maçonnerie de moellons ordinaires épincés (grès), à joints incertains, avec rejointoiements en mortier hydraulique mélangé de ciment.

Quant aux parements des tympans, dit M. l'ingénieur A. Martin, ils ont été exécutés en moellons ordinaires simplement épincés ou dressés au marteau, avec rejointoiement en bon mortier hydraulique mêlé d'un dixième environ de ciment. Dans quelques cas on s'est même contenté de l'addition de tuilot pulvérisé, au lieu de ciment. Ces parements économiques, pour lesquels nous n'avons payé, en sus du mètre cube de maçonnerie ordinaire, que 2 francs à 2 fr. 50 par mètre carré, ont été employés pour la presque totalité des ouvrages entre la Loupe et le Mans, section pour laquelle les matériaux, tels que moellons piqués ou briques, manquent généralement ou reviennent à des prix très-élevés.

Les culées et les piles du pont sur la Sarthe ont été fondées sur des pieux de 30 centimètres d'équarrissage, battus dans un sable assez compacte. Sur les pieux on a posé un grillage formé de traversines normales au cours de la rivière, reliées par des longrines parallèles au même cours ; toutes ces pièces ont $0^m,20$ à $0^m,25$ d'équarrissage, et elles sont fixées en même temps sur chaque pieu par de longues fiches en fer rond de $0^m,25$ de diamètre.

Le vide compris entre la face supérieure du grillage, les pieux et le sol a été rempli d'une bonne couche de béton fortement damé et maintenu par des enrochements, et sur la plate-forme on a élevé ensuite le massif de maçonnerie des culées et des piles.

Chaque culée repose sur 15 files de 5 pieux chacune en profondeur, et chaque pile sur 17 files de cinq pieux chacune en largeur.

La pression par centimètre carré de la plate-forme du grillage est de $2^k,08$ pour les culées et de $2^k,27$ pour les piles.

La pression transmise aux pieux par centimètre carré de leur section est de $25^k,80$ pour les culées et de $32^k,27$ pour les piles.

Ces charges sont au-dessous des limites acceptées pour les pieux complétement enfoncés dans le sol pour lesquels on admet jusqu'à 35 kilogrammes de pression par centimètre carré. Au pont de Neuilly, la pression atteint même 62 kilogrammes par centimètre carré des pieux qui ont $0^m,325$ de diamètre, mais c'est une charge exagérée.

Le travail entier est revenu à 210 francs par mètre carré de la projection horizontale et le rapport du vide au plein est de 0,284.

8. **Pont de l'Alma, à Paris.** — Le magnifique pont de l'Alma, représenté

par les figures 1, 2, 3 de la planche XXIV, empruntées au Traité d'architecture de Reynaud, est le plus grand qui existe à Paris.

Il comprend trois arches elliptiques surbaissées au 1/5, évasées sur les têtes au moyen de cornes de vache analogues à celles du pont de Neuilly; nous avons déjà dit notre avis sur l'utilité de ces évasements, qui ont surtout le mérite de l'élégance.

Les arches de rive ont 38^m,50 d'ouverture pour 7^m,70 de flèche.

L'arche médiane a 43 mètres d'ouverture pour 8^m,60 de flèche.

Les naissances des trois voûtes sont à 0^m,65 au-dessus de l'étiage. L'épaisseur à la clef du corps de voûte est de 1^m,50 et cette largeur va en augmentant jusqu'à atteindre 2^m,00 à la base. Dans le plan des têtes l'épaisseur de l'appareil visible est de 1^m,30 seulement à la clef et de 2^m,00 aux naissances.

La largeur est de 20 mètres entre les parapets, 20^m,60 entre les tympans et 20^m,66 entre les têtes.

La chaussée empierrée a 12 mètres de large; elle est flanquée de deux trottoirs en asphalte de 4 mètres de large.

Les piles ont 5 mètres de large.

Les bandeaux des têtes sont en pierre de taille comme les piles et les culées; la douelle est en meulière piquée. Les tympans sont ornés de belles statues qui ont coûté 110,000 francs les quatre, et ces statues font saillie de 0^m,50 environ sur les tympans.

Comme profil en long, le pont se compose de deux lignes droites inclinées en sens inverse à partir du sommet de l'arche médiane, avec une pente de 0,02 par mètre.

La corniche en pierre de taille a 0^m,86 de hauteur.

Le parapet est formé par des balustres et des pilastres ornés, analogues à ceux du pont de la Concorde.

Ce travail fut exécuté avec des matériaux de choix; la maçonnerie des voûtes a été hourdée en mortier de ciment de Vassy; c'est une des premières applications de ce ciment dont l'usage s'est tant développé depuis.

Toutes les maçonneries des voûtes ont été enlevées en 23 jours; il y avait un maçon par 3$^{m.c}$,5 en plan. Le travail fut achevé et livré dans un espace de huit mois; on voit là toute la différence qui existe entre les travaux modernes et les travaux anciens au point de vue de la rapidité.

Les voussoirs de tête en pierre de Bourgogne sont séparés, tous les cinquante centimètres, par des joints creux ou refends de cinq centimètres de largeur et de trois centimètres de profondeur.

Les piles sont fondées sur des pieux garnis d'enrochements et arasés à 1^m,44 au-dessous de l'étiage; sur leur plate-forme on a échoué un caisson foncé dans lequel on a épuisé pour établir la maçonnerie à sec.

Au décintrement, on s'aperçut que les piles s'enfonçaient et que le pont les suivait; alors on injecta un mélange de ciment de Portland et de chaux hydraulique au sein des enrochements, et on procéda à l'établissement de voûtes de décharge sous les trottoirs et sous les tympans. Cela ne suffit pas pour arrêter le tassement, et il fallut déraser les voûtes elles-mêmes, entre les pieds-droits des arcades de remplissage. pour diminuer encore le poids transmis aux piles. L'enfoncement des piles s'arrêta après avoir atteint 40 à 50 centimètres.

Depuis la construction on n'a pas eu de nouveau tassement à signaler.

La dépense totale s'est élevée à 1,600,000 francs.

9. **Pont de Plessis-lès-Tours.** — Le pont de Plessis-lès-Tours, sur la Loire, est représenté par les figures 1 à 5 de la planche XIX.

Il se compose de quinze arches en anse de panier de 24 mètres d'ouverture et de 7m,10 de flèche, séparées par des piles de 3m,00 de large aux naissances et terminées par des culées de 8m,00.

La largeur du pont est de 8m,00 entre les têtes.

L'épaisseur à la clef est de 1m,20; l'extrados passe en outre par le sommet du couronnement des piles, ce qui donne en cet endroit un joint de 1m,50 pour la voûte.

Afin de ménager un plus large écoulement aux crues de la Loire, on a évidé les tympans par de petites voûtes en arc de cercle de 7m,00 d'ouverture et de 1m,80 de flèche; les retombées de ces petites voûtes, tombant sur les grandes arches un peu au-dessus du joint de rupture, exercent une poussée qui concourt à la stabilité, en empêchant l'écartement des reins de la grande voûte.

Les petites voûtes n'ont que 0m,70 d'épaisseur à la clef.

Les fondations consistent en massifs de béton coulés dans des enceintes de pieux et palplanches.

L'écoulement des eaux qui traversent le ballast et qui arrivent à la surface des maçonneries se fait sur une chape, qui, en profil transversal se compose d'une sorte de cuvette à fond plat, et, en profil longitudinal se compose pour une arche de deux lignes droites inclinées, à 0,01, partant de l'axe des piles pour descendre vers le sommet de la voûte où elles viennent se couper.

Par ce moyen toutes les eaux d'infiltration sont donc amenées au sommet même de chaque voûte où elles rencontrent des gargouilles verticales ou tuyaux, dont l'orifice supérieur est protégé par une sorte de pomme d'arrosoir recouverte d'un amas de cailloux; c'est un véritable filtre.

La chape se compose de trois couches; celle du dessous est en béton, elle a 0,08 d'épaisseur, l'intermédiaire est en mortier et à 0,02 d'épaisseur, enfin la dernière est en asphalte de 0m,015.

Entre la chape et les maçonneries, dans les reins des voûtes, on a rempli les voûtes avec du béton de sable, sorte de mortier très-maigre qui constitue un remblai incompressible.

Les parapets sont en briques et à jour; nous en avons donné le détail, car il mérite d'être imité. Le parapet en pierre de taille est beaucoup trop cher, et les garde-corps en fer légers font très-mauvais effet sur des ponts de pierre; d'un autre côté, les garde-corps en fonte, qui tiennent, il est vrai, peu de place et qui produisent bon effet, sont trop coûteux aussi.

Les voussoirs des têtes sont alternativement en deux et en trois morceaux; la clef seule est formée d'un seul bloc dont la tête est taillée en pointe de diamant, les deux clefs sont réunies par un tirant en fer qui ne nuit pas à la solidarité de toutes les parties de la voûte.

On remarquera le profil simple et élégant de la plinthe et du couronnement des piles. Ce couronnement n'est peut-être pas assez énergique.

Les piles sont formées par des troncs de cône dont les génératrices sont inclinées au 1/20; c'est une bonne proportion. Leur parement est formé par des assises de moellon de 0,20 de hauteur; le couronnement est en pierre de taille.

On n'a pas reproduit de demi-pile à l'angle de la dernière arche et de la culée; seulement, la culée est ornée d'un cordon de même profil que le couronnement des piles et situé à la même hauteur; de plus, la partie de la culée inférieure à ce cordon a le même fruit 1/20 que les piles.

Dépense totale : 1,345,000 francs pour 438 mètres de longueur.

Ingénieurs . MM. Morandière et Déglin.

10. Pont sur la Bidassoa. — Le pont sur la Bidassoa, représenté par les figures 1 à 4 de la planche XVIII se compose de cinq arches en maçonnerie de 20 mètres d'ouverture, surbaissés au tiers, c'est-à-dire ayant $6^m,66$ de flèche; elles sont séparées par quatre piles de $2^m,67$ de large.

L'intrados est une anse de panier à cinq centres, auxquels correspondent les trois rayons $15^m,69$, $4^m,47$, $4^m,80$.

L'extrados des têtes est aussi une anse de panier, mais à trois centres seulement auxquels correspondent les rayons $18^m,36$ et $11^m,10$.

L'extrados du corps de la voûte, c'est-à-dire le profil de la chape est formé par un arc de cercle dont le rayon est de $20^m,68$.

L'épaisseur à la clef est de 1 mètre.

La pierre de taille n'a été employée que sur les têtes; la douelle est en moellon smillé et le remplissage en moellon brut.

Les avant et arrière-becs des piles sont formés d'un tronc de cône que surmonte une demi-tour, élevée jusqu'à la plate-forme du pont.

Ces tours sont ornées des écussons de France et d'Espagne et des initiales N et I (Napoléon et Isabelle); on a voulu donner à ce travail, dont une moitié appartient à la France et l'autre moitié à l'Espagne, une apparence monumentale et c'est ce qui explique le luxe de l'ornementation.

La largeur du pont entre les garde-corps est de $8^m,00$; les garde-corps sont en fonte, sauf sur le sommet des tours; le parapet qui les contourne de manière à former le long de la voie un refuge demi-circulaire est en pierre de taille.

Les modillons qui soutiennent la plinthe, et cette plinthe elle-même, sont accusés d'une façon suffisamment énergique.

Les reins des voûtes sont remplis par un béton maigre, qui supporte une chape inclinée à $0^m,022$ par mètre. Cette chape amène les eaux d'infiltration au sommet des voûtes qu'elles traversent par une gargouille en fonte.

En coupe transversale, la chape est relevée sur les bords et bien rattachée avec la maçonnerie des têtes, de façon à recevoir toutes les eaux qui traversent le ballast, sans qu'aucune portion de ces eaux puisse glisser entre la chape et la maçonnerie qu'elle recouvre.

Cette chape de $0^m,10$ d'épaisseur est faite en bon mortier hydraulique; elle est surmontée d'au moins $0^m,55$ de hauteur de ballast.

La chape recouvre le massif des culées jusqu'au niveau de l'assise de fondation.

Le pont est établi sur une partie de la Bidassoa où le fond est vaseux; on ne trouve le rocher qu'à 7 mètres au-dessous du lit. Dans ces conditions, il fallait évidemment établir les fondations sur pilotis.

Chaque mètre carré de fondation d'une pile est supporté par quatre pieux de 25 centimètres d'équarrissage descendus jusqu'au rocher; les pieux sont disposés en quinconce, et il y en a 84 pour chaque pile. Chaque culée comporte 148 pieux égaux aux précédents.

L'emplacement des piles a été entouré par une enceinte en pieux et palplanches, à l'intérieur de laquelle on a immergé un massif de béton hydraulique, empatant la tête des pieux; sur le massif de béton on a élevé deux assises de forts libages, de $0^m,50$ de hauteur, ayant en plan la forme d'un rectangle terminé par deux demi-cercles, et faisant une saillie totale de $0^m,40$ sur la naissance des piles.

L'enceinte de pieux et palplanches a en plan la forme d'un rectangle terminé par deux trapèzes; elle est consolidée latéralement par des enrochements.

Les culées sont prolongées par des murs en retour, légèrement évasés en plan,

afin de mieux enraciner l'ouvrage dans les berges et de faciliter le raccordement avec les abords.

On remarque sur les dessins les fourneaux de mines qu'on a dû ménager dans la première pile de chaque rive; c'est une disposition que l'on rencontre dans beaucoup de ponts construits sur la zone frontière.

Il y a deux fourneaux par piles : ils se composent d'un puits cylindrique de $0^m,85$ de diamètre formé par des tuyaux de fonte emboîtés et superposés; ce puits cylindrique ne descend pas jusqu'au niveau des plus hautes eaux, il communique latéralement avec une chambre cubique de $1^m,05$ de côté, qui contient trois barils de poudre; le fond de cette chambre est un peu au-dessus du fond du puits.

Les puits sont fermés par des dalles étanches.

Le prix de revient du pont sur la Bidassoa a été d'environ 3,200 francs par mètre courant.

Ingénieur en chef, M. Chauvisé; ingénieur ordinaire, M. Wolf.

11. **Pont Saint-Michel à Paris.** — Le pont Saint-Michel établi dans le prolongement du boulevard de Sébastopol, sur le petit bras de la Seine, à Paris, est représenté par les figures 1 et 2 de la planche XIX.

Il comprend trois arches à intrados elliptique, de $17^m,20$ d'ouverture, et de montées inégales ; la naissance de ces intrados est à $1^m,50$ au-dessus de l'étiage.

Ces arches;, dit M. Romany, reposent sur deux piles de 3 mètres de largeur et sur des culées de 6 mètres d'épaisseur : L'épaisseur à la clef est de $0^m,70$. Elles sont construites en maçonnerie de moellons piqués provenant de la retaille des pierres de l'ancien pont avec mortier de ciment de Portland. Les bandeaux des têtes sont en pierres de Château-Landon, ainsi que les avant et arrière becs des piles; les tympans en moellons piqués provenant des mêmes carrières sont ornés d'un N entouré d'une couronne de lauriers. Les têtes sont couronnées par une corniche à modillons également en pierre de Château-Landon et surmontée de parapets à balustres en pierre de Saint-Ylie (Jura). La distance entre les têtes est de 31 mètres et celle entre les parapets de 30 mètres, partagée entre une chaussée empierrée de 18 mètres de largeur et deux trottoirs en granit de 12 mètres de largeur ensemble.

La démolition des fondations de l'ancien pont a présenté les plus grandes difficultés, notamment l'extraction de la pile du milieu. Les nouvelles piles devant être précisément au milieu des arches navigables de l'ancien pont, il a fallu démolir complétement la pile qui séparait ces arches avant de fonder celles sur lesquelles devaient reposer les nouvelles arches.

Les anciens ponts de Paris, tels que celui de la Concorde, et d'autres plus récents, tels que les ponts des Invalides et de l'Alma ont été fondés sur pilotis.

Pour le pont Saint-Michel, on eut recours à l'établissement d'un caisson sans fond, dont les bords supérieurs dépassaient le plan d'eau d'immersion, que l'on échoua sur le terrain solide, mis à nu et convenablement nivelé, caisson que l'on remplit ensuite de béton et dans lequel on posa les premières assises à sec, à l'aide d'épuisements peu dispendieux. Ce caisson est ensuite recepé au niveau de l'étiage ou un peu au-dessous.

Les deux piles du pont Saint-Michel ont été fondées par ce procédé aussi simple qu'expéditif. Celle de rive gauche a été commencée le 20 août 1857 et le 21 du mois suivant on posait l'assise du socle. Celle de rive droite a été commencée le 14 septembre et le 15 octobre on posait la même assise. A partir de cette époque les travaux ont été menés avec une rapidité telle que les arches ont

pu êtres fermées le 2 décembre. On les a laissées six jours seulement sur cintres et l'on a décintré le 8 du même mois. L'abaissement à la clef a été à peine sensible.

Le projet comprenait l'établissement de voûtes de décharge destinées à supporter la chaussée afin d'alléger le poids de la construction ainsi que cela avait été pratiqué au pont des Invalides et au pont de l'Alma; mais ces voûtes ne devaient diminuer la pression sur le sol que d'un tiers environ de kilogramme par centimètre carré et cette pression elle-même ne dépassait pas $2^k,5$. En conséquence, les ingénieurs proposèrent de supprimer ces voûtes en remblayant complétement les tympans et leur proposition a été adoptée. On a immédiatement entrepris les remblais ainsi que la chaussée, et, le 25 décembre 1857, le passage a pu être livré sur ce pont qui avait été commencé au mois de mai précédent.

Ce pont est le premier dans la construction duquel on a employé le ciment de Portland.

Celui de Vassy avait été jusqu'alors exclusivement employé dans tous les grands travaux de restauration ou de construction des ponts Notre-Dame, d'Austerlitz et de l'Alma, entrepris dans les campagnes précédentes. Le ciment de Portland qui est à prise lente, et par cela même d'un emploi beaucoup plus facile, et qui acquiert une dureté au moins égale, a été employé dans beaucoup de grands ouvrages entrepris depuis cette époque, et il a constamment donné les meilleurs résultats.

Les bandeaux sont extradossés parallèlement et formés d'un seul cours de voussoirs ; les joints sont accusés par un refend, et les bandeaux font saillie de $0^m,05$ sur les tympans.

Les voûtes sont recouvertes par une chape en mortier de ciment de Portland de $0^m,03$ d'épaisseur ; cette chape recueille les eaux d'infiltration et les amène dans l'axe des piles où ces eaux trouvent pour s'écouler des gargouilles en fonte, dont la tête est protégée par une pierrée qui s'oppose aux engorgements.

Cette disposition des gargouilles débouchant sur les faces des piles a un léger avantage sur celle qui consiste à amener les eaux au sommet des voûtes; les eaux ne tombent pas sur les bateaux qui passent.

Sous les trottoirs on a ménagé des galeries de $1^m,20$ de hauteur et de $0^m,60$ de large, destinées à livrer passage aux conduits d'eau et de gaz.

Les trottoirs, dallés en granit, sont limités à une bordure aussi en granit de $0^m,30$ d'équarrissage.

Les coupes en travers et les figures de détail 3, 4, 5 montrent bien l'agencement de la corniche et du parapet, qui sont traités avec un grand luxe. Les modillons sont peut être un peu grêles ou un peu trop espacés.

L'ensemble de l'ouvrage est d'un bel effet.

Ingénieur en chef, M. de Lagalisserie ; ingénieur ordinaire, M. Vaudrey.

12. **Pont de Saint-Pierre de Gaubert sur la Garonne.** — M. l'ingénieur Paul Regnauld a donné dans les annales des ponts et chaussées de 1870 des détails pratiques fort intéressants sur la construction du pont établi à Saint-Pierre de Gaubert sur la Garonne pour le passage du chemin de fer d'Agen à Tarbes. Nous empruntons à son mémoire les figures 1 à 11 de la planche XX qui donnent l'élévation générale et les principaux détails de l'ouvrage.

Il se compose de 17 arches en anse de panier de $21^m,65$ d'ouverture et de $7^m,14$ de montée, séparées par des piles ayant $3^m,60$ de largeur aux naissances et limitées à des culées de $12^m,40$ de largeur.

Les naissances des voûtes sont à $4^m,93$ au-dessus de l'étiage de la Garonne.

La largeur entre les parapets est de 8 mètres; entre les bandeaux des têtes

7^{m},60 et entre les tympans 7^{m},50, de sorte que les bandeaux font saillie de 0^{m},05 sur les tympans.

Les fondations, que nous avons décrites dans notre traité de l'exécution des travaux, sont établies sur des massifs de béton immergé dans des enceintes de pieux et palplanches.

Les piles reposent, par l'intermédiaire de socles de 0^{m},60 de hauteur, sur une assise de libages dont la hauteur varie de 0^{m},40 à 0^{m},50 ; les libages sont posés sur le béton.

Les socles font saillies de 0^{m},05 environ sur les naissances des piles, et le libage fait saillie de 0^{m},30 sur le socle.

Les piles ainsi que leurs avant et arrière-becs ont un fruit de $\frac{1}{10}$.

Les avant-becs sont terminés par des couronnements ayant une saillie de 0^{m},133 ; ils sont construits en pierres de taille, tandis que les faces sont en moellons smillés.

Le plan de la culée est indiqué par la figure 2, et la coupe verticale en travers par la figure 7; on voit que la culée est évidée à l'intérieur, disposition très-rationnelle, qui, à poids égal du massif, augmente le bras de levier par rapport à l'arête extérieure, ce qui augmente dans la même proportion le moment de la résistance au renversement. Les murs en retour sont disposés par redans de sorte que leur épaisseur va en diminuant avec la hauteur.

Tout le vide intérieur des culées est remblayé.

Les culées sont en saillies sur le plan des têtes du pont. Cette saillie variable au-dessous du cordon (correspondant dans les culées aux couronnements des piles) par suite du fruit de $\frac{1}{10}$, est constante pour toutes les assises au-dessus et égale à 1^{m},02.

Les angles des culées sont en pierres de taille; les parements vus en moellons smillés ; le reste est en moellons bruts.

Les courbes d'intrados sont des anses de panier à sept centres, dont les rayons sont 4^{m},94, 6^{m},82, 11^{m},305, 17^{m},57 ; ces rayons font entre eux des angles égaux et ceux des naissances et du sommet sont égaux aux rayons de courbure de l'ellipse ayant même axe et même montée.

L'extrados est une courbe en anse de panier, déterminée par les deux conditions suivantes :

1° La hauteur des voussoirs à la clef est de 1^{m},10.

2° La courbe d'extrados doit passer par le point supérieur de la saillie du chaperon des piles ou du cordon des culées.

D'où résulte un arc de cercle de 18^{m},67 de rayon.

Chaque voûte est composée de 77 voussoirs de largeur diverse ; la clef et les deux contre-clefs ont 0^{m},40 de largeur.

La queue des voussoirs est alternativement de 0^{m},60 et de 0^{m},90.

Sept chaînes en pierres de taille sont ménagées dans la voûte ; le reste de la douelle est en moellons smillés.

La figure 6 représente une coupe en travers du corps de la voûte, qui a 1^{m},10 d'épaisseur à la clef et 2 mètres suivant le prolongement du troisième rayon.

Les maçonneries de remplissage sont en moellon brut; et dans les voûtes ces moellons sont disposés par assises normales à l'intrados, c'est-à-dire faisant suite aux moellons smillés de la douelle.

La figure 9 indique la coupe du mur qui ferme le tympan ; ce mur est disposé par redans, comme celui des culées et les redans ne sont pas horizontaux, mais

inclinés de manière à ne pas conserver les eaux qui pourraient arriver jusqu'à eux.

Les reins des voûtes sont remplis en béton maigre ; comme on le voit sur la figure 6, ce béton et la partie médiane de l'extrados des voûtes sont recouverts de deux chapes, l'une en béton hydraulique de 0m,112 et l'autre en asphalte de 0m,01

Au point bas de la chape, on aperçoit de petites gargouilles en fonte, de 0m,08 de diamètre intérieur; le sommet de chaque gargouille est recouvert par une calotte en fonte percée de trous, elle a intérieurement 0m,14 de diamètre et 0m,08 de hauteur et elle est surmontée d'un petit tas de galets qui laissent à l'eau un libre passage.

Au-dessus des chapes est une couche de sable qui supporte le ballast.

La saillie des plinthes sur le tympan est de 0m,57, ce qui a permis de placer le trottoir et la plinthe en encorbellement ; les figures 10 et 11 donnent les détails des modillons, de la plinthe, et du parapet qui est en briques à jour. Malgré le surplomb, la stabilité est suffisamment assurée.

Le parapet est formé par une longueur de briques (0m,22) sur une hauteur de 0m,77 et les briques supportent une main courante en pierre de taille de 0,23 de hauteur, taillée en dos d'âne sur sa face supérieure.

Tous les joints des pierres de taille sont en refend, et présentent un profil de forme trapèze isocèle, ayant 0m,03 de hauteur, 0m,01 de petite base et de 0m,05 de grande base.

On se servit pour la maçonnerie des voûtes de la chaux du Theil, qui est très-hydraulique et qui fait prise en 24 heures ; elle arrivait sur les chantiers en poudre et dans des sacs. En dehors des voûtes, dans la partie supérieure du pont, on se contenta de la chaux d'Echoisy qui est beaucoup moins hydraulique.

Le sable, dit M. Regnauld, provenait du lit de la Garonne. Ce sable pur, non terreux, fin et rude au toucher, a donné, avec la chaux du Theil, de fort bon mortier, difficilement attaquable par un outil.

Le mortier se composait de 450 kilogr. de chaux en poudre pour 1 mètre cube de sable : on a reconnu que le foisonnement de la chaux du Theil variait entre 5 et 6 p. 0/0.

Pour constituer un mètre cube de béton, on admettait qu'il fallait employer 0m,90 de cailloux cassés et lavés et 0m,45 de mortier.

Le béton pour la chape était composé de :

0m.c70 de gravier cassé et lavé.
0m.c70 de mortier.

Et on admettait que ce cube total se réduisait à un mètre de béton.

La dépense totale pour la construction du pont s'est élevée à 1,218,000 francs, soit 162 fr. 80 par mètre carré d'élévation, soit environ 2,700 francs par mètre courant.

13. **Pont de la Belle-Croix à Nantes.** — M. l'ingénieur Lechalas a rendu compte, dans les Annales des ponts et chaussées de 1865, de la reconstruction des ponts de Nantes, qu'il a eu à diriger.

Les figures 7 et 8 de la planche XIX représentent le pont de la Belle-Croix.

C'est un pont fort ancien, dont la concession avait été octroyée en 1188 par la duchesse Constance, avec ordre : d'entretenir cette donnaison, ou autrement, qu'ils soient damnés à tous les diables et qu'ils endurent la peine avec le traiste Judas. Il se composait anciennement de piles massives supportant des tra-

vées en bois avec des têtes d'arches en briques supportant un parapet plein.

Le nouveau pont, exécuté en 1861-1862, comprend cinq arches en arc de cercle :

L'arche médiane a	15m,40	d'ouverture et	2m,20	de flèche.
Les arches intermédiaires. . . .	14m,85	—	2m,01	—
Les arches de rive.	14m,30	—	1m,82	—

Le profil en long se compose donc de deux lignes inclinées en sens contraire, le pont forme dos d'âne, ce qui complique un peu la construction, mais ce qui, comme nous l'avons fait remarquer, ajoute à l'élégance de l'édifice et permet en même temps de donner à la navigation un passage de hauteur suffisante sans être forcé de surélever les abords.

On s'est attaché à faire varier les ouvertures et les montées de manière à ramener dans la verticale la résultante des deux poussées transmises à chaque pile : en réalité, la différence était assez peu sensible pour que l'on pût sans crainte admettre une ouverture constante avec une montée variable.

Les piles et culées sont établies sur des pilotis, descendus jusqu'au rocher, dont la profondeur atteint 20 mètres ; on s'est servi de pieux en sapin de 0m,25 d'équarrissage, entés avec des manchons en tôle, et battus avec une sonnette à vapeur ; nous avons décrit cette opération dans notre Traité de l'exécution des travaux. Les pieux, arasés à 0m,30 au-dessous de l'étiage, ont été recouverts d'un grillage qui a reçu la maçonnerie des piles. Les culées ont 6 mètres d'épaisseur.

Les têtes des voûtes sont appareillées par redans, et l'épaisseur à la clef dans le corps de voûte est de 0m,95.

La plinthe et le couronnement de la pile, dont les figures 9 et 10 donnent les profils à grande échelle, sont suffisamment accentués sans trop de luxe et produisent bon effet.

Le couronnement de la pile règne sur tout son pourtour, même sous les arches ; peut-être aurait-on pu éviter cette dépense et limiter le couronnement aux avant et arrière-becs.

Les maçonneries des voûtes ont été hourdées avec du mortier de ciment de Portland et, au décintrement, il n'y a eu aucun mouvement dans la culée ni dans l'arche.

Le garde-corps est en fonte, identique à celui du pont de Saint-Sauveur ; il pèse 180 kilogrammes par mètre courant, et est revenu à 0 fr. 38 le kilogramme, pose et peinture comprises.

A la même époque, M. l'ingénieur Lechalas eut à reconstruire trois arches du pont de Pirmil à Nantes ; ce sont des arches de 22, 20 et 18 mètres d'ouverture en anse de panier, et la figure 3 de la planche XIX montre comment on a allégé les voûtes au moyen d'une voûte de décharge intérieure, dont les retombées s'appuient un peu au-dessus du joint de rupture des grandes voûtes. On remarquera la disposition des chapes qui recouvrent les grandes voûtes et la voûte de décharge ; les eaux d'infiltration, amenées à la naissance de la voûte de décharge, s'écoulent par des gargouilles dans le vide intérieur où elles rencontrent un entonnoir se prolongeant par un conduit qui débouche latéralement à la pile.

La chape, dit M. Lechalas, a 7 centimètres d'épaisseur totale. La première couche de 5 centimètres est composée de 1 mètre cube de pierres cassées à 0,03 pour 0,66 de chaux hydraulique avec addition de 200 kilogrammes de ciment de Portland par mètre cube de mortier. La couche supérieure de 0,02 d'épaisseur,

est composée de 600 kilogrammes de ciment de Portland pour 1 mètre cube de sable. Le ciment portland de Boulogne-sur-Mer nous a été livré, à bord du navire au quai de Nantes, à raison de 68 francs la tonne en sacs.

14. Le pont de Pont-d'Ain. — Le pont construit à Pont-d'Ain, pour le passage du chemin de fer de Lyon à Genève, est représenté par les figures 1, 2, 3, de la planche XXI.

Il se compose de six arches en arc de cercle de 22 mètres d'ouverture et de 3m,15 de flèche, ce qui donne pour rayon de l'intrados 20m,781.

L'épaisseur des piles à la base est de 3m,83 ; elles présentent un fruit de 1/10, de sorte que leur épaisseur aux naissances de la voûte n'est que de 3m,06. Elles reposent sur un socle de 0m,50 de hauteur faisant saillie sur la base.

L'épaisseur des voûtes à la clef est de 1m,30 ; les têtes sont extradossées parallèlement et construites en pierres de taille de grandes dimensions avec refends et bossages ; il en est de même des avant et arrière-becs et des angles des culées ; les parements de tout le reste de l'ouvrage sont exécutés en moellons piqués avec ciselures sur les arêtes.

Dans la douelle on ménage trois chaînes horizontales en pierres de taille, une à la clef et les autres à égale distance entre la clef et les naissances.

Les reins des voûtes sont remplis sur une certaine hauteur avec de la maçonnerie ordinaire et le tout est recouvert par une chape qui amène les eaux d'infiltration dans l'axe des piles, comme le montre la coupe longitudinale.

La plinthe est en pierres de taille ; à l'aplomb des piles et des culées le parapet est aussi en pierres de taille et dans les intervalles il est en fonte. La partie en pierre au-dessus des piles est soutenue en encorbellement par des consoles en pierre de taille, et on constitue ainsi de petits refuges de 2m,40 de largeur et 0m,70 de profondeur.

La largeur du pont entre les tympans est de 8m,20.

Les maçonneries hourdées avec du mortier de chaux très-hydraulique provenant de l'Isère.

La dépense totale s'est élevée à 800,000 francs, soit 4,589 francs par mètre courant, ou 555 francs par mètre carré de tablier.

Cet ouvrage est établi sur un radier général en béton, compris entre deux files de pieux et palplanches, battues l'une à l'amont, l'autre à l'aval sur toute la largeur de la rivière ; ces files de pieux sont en outre protégées par des enrochements, et le béton est surmonté d'une voûte renversée, comme on le voit sur les coupes. Cette voûte renversée est formée avec des moellons smillés de 0m,50 de queue renforcés par des chaînes en pierres de taille : l'épaisseur de la couche de béton est de 0m,90 dans l'axe des arches et 0m,70 dans l'axe des piles.

Voici la raison qui a fait recourir à un système de fondations si dispendieux. Le lit de la rivière est formé par une couche de gravier, incompressible, mais très-affouillable, dont la profondeur moyenne est de 9 à 10 mètres ; au-dessous de cette couche, on trouve du sable, puis des couches de sable et d'argile, mélangées de tourbe et de pyrites ; il ne fallait donc pas songer à traverser le gravier supérieur, et c'est sur lui qu'il fallait asseoir les fondations, en les protégeant d'une manière efficace contre les affouillements ; ces affouillements sont fort à craindre, puisque la vitesse des eaux de la rivière atteint 4 mètres pendant les crues.

Grâce aux précautions prises, le travail a bien réussi.

Ingénieur en chef : M. Aymard ; ingénieur ordinaire : M. Gaduel.

15. Pont de Grenoble. — Les figures de la planche XXII, représentent un pont

construit à Grenoble, sur l'Isère, par MM. Berthier, ingénieur en chef, et Gentil, ingénieur ordinaire.

C'est un pont formé de trois arches en arcs de cercle :

L'arche médiane a. . 25m,10 d'ouverture et 3m,30 de flèche,
Les arches de rive ont. 23m,10 — 3m,03 —

les arcs de cercle correspondent à un angle au centre de 60°, c'est-à-dire qu'ils ont pour corde le rayon même, c'est-à-dire le côté de l'hexagone régulier inscrit dans le cercle. Comme nous l'avons déjà dit, beaucoup d'ingénieurs considèrent cet arc comme le plus gracieux.

L'épaisseur à la clef de la voûte médiane est de 1m,20 et celle des voûtes de rive 1m,10; les têtes en pierres de taille sont appareillées par redans.

Les avant et arrière becs sont construits aussi en pierres de taille ; la douelle en moellon piqué.

Les maçonneries des arcs sont hourdées en mortier de ciment de la Porte de France.

L'extrados s'écarte de l'intrados à partir de la clef, et l'épaisseur des voûtes aux naissances est de 1m,45 et 1m,40.

Le remplissage des reins est en maçonnerie ordinaire, que surmonte une chape recouverte par un remblai ordinaire.

Les eaux d'infiltration recueillies par la chape sont amenées dans l'axe des piles ; elles traversent une pierrée avant de pénétrer dans un conduit incliné ménagé dans la voûte.

Les profils de la plinthe et du couronnement des piles sont d'un bon effet.

Les piles ont un fruit de $\frac{1}{25}$, tandis que celui des murs de quai est de $\frac{1}{10}$.

La largeur entre les bandeaux des têtes est de 12 mètres ; les tympans sont un peu en retraite sur ces bandeaux.

Comme profil en travers, on trouve :

1° Une chaussée de 7m,10.
2° Deux trottoirs de 2m,10.
3° Deux parapets en pierre de taille de 0m,40.
4° Deux saillies des plinthes de 0m,27.

La chaussée empierrée est encadrée par deux caniveaux pavés de 1 mètre de large.

L'axe longitudinal du pont est en forme de dos d'âne, disposition favorable à l'écoulement des eaux et à l'effet architectural.

Les têtes du pont et les murs de quai ne se coupent pas à angle droit ; on les a raccordés par des trompes ou voussures, nettement indiquées sur le plan et sur l'élévation. La base supérieure est un quart de cercle tangent d'un côté au tympan et de l'autre côté au mur de quai ; les sections horizontales sont toutes des quarts de cercle déterminés par les mêmes conditions, et le sommet de la voussure est placé à la rencontre de l'extrados des voûtes et de la ligne de plus grande pente du quai.

Le parapet, les bordures et caniveaux se retournent aussi suivant des quarts de cercle ; grâce à cette disposition, la circulation se dégage avec la plus grande facilité, aussi bien pour les véhicules que pour les piétons.

On trouvera sur la même planche le dessin des organeaux ou arganeaux ; ce sont les anneaux scellés dans les piles et destinés à recevoir les amarres.

Tous les ponts établis sur des rivières flottables ou navigables doivent être munis de ces appareils, que l'on place à diverses hauteurs.

Les piles sont établies sur un massif de béton, immergé dans une enceinte de pieux et de palplanches, laquelle est protégée par des enrochements. Le béton repose sur un gravier incompressible.

16. **Pont Maximilien, à Munich.** — Les figures 6, 7, 8 de la planche XXI, représentent le pont construit, dans ces dernières années, à Munich, sur l'Isar, en face du palais Maximilien.

Il comprend cinq arches en arcs de cercle de 18m,30 d'ouverture, et de 3m,10 de flèche.

Le pont a une pente longitudinale de 0,015 par mètre, et cette pente est observée pour la plinthe, pour les sommets des voûtes et pour les couronnements des piles.

La largeur entre les bandeaux des têtes est de 14m,30 qui se subdivise en :

Une chaussée de.	8m,00
Deux trottoirs de.	2m,75
Deux parapets de.	0m,40

Les piles ont 2m,50 de largeur à l'étiage et 2m,25 au niveau des naissances des voûtes; leur longueur est de 17 mètres. Les culées ont un élargissement carré de près de cinq mètres; nous avons déjà critiqué cette disposition, qui coûte cher tout en donnant des abords peu commodes.

Les piles et les bandeaux des têtes, la plinthe, la balustrade, tous les attributs décoratifs sont en pierre de taille. Le corps de la voûte, dont l'épaisseur uniforme est de 1 mètre, est formé par trois rouleaux de grosses briques très-cuites.

Les têtes sont extradossées parallèlement, et les archivoltes ainsi que la plinthe sont moulurées avec un grand luxe.

On voit sur la coupe longitudinale que les tympans sont creux à l'intérieur et couverts de petites voûtes longitudinales; on voit aussi comment s'écoulent les eaux d'infiltration.

Les parements des tympans sont en briques avec médaillons en pierre.

Dans l'axe des piles s'élèvent des pilastres que surmontent des becs de gaz monumentaux.

Les maçonneries sont protégées par une chape formée d'un mélange de chaux et d'asphalte.

Les piles sont établies sur un grillage surmontant des pilotis, et le tout est protégé contre les affouillements par des enceintes de pieux et palplanches et par des enrochements.

Le prix de revient par mètre courant a été supérieur à 8,000 francs.

Il nous semble qu'à ce prix, on pouvait faire une œuvre beaucoup plus monumentale, et même réaliser de sérieuses économies, en renonçant à la profusion d'ornements dont le pont est recouvert. Dans un ouvrage de ce genre, les détails disparaissent; c'est de l'effet général qu'il faut s'inquiéter.

17. **Élargissement de ponts anciens. Pont de Jurançon, sur le Gave de Pau.** — La circulation des voitures s'est tellement développée dans le siècle actuel, que la largeur de beaucoup d'anciens ponts est devenue insuffisante, et qu'il a fallu trouver un moyen de l'augmenter.

Beaucoup de ces anciens ponts n'avaient point de trottoirs, et se compo-

saient d'une chaussée comprise entre deux caniveaux, avec des parapets en pierres de taille protégés par des bornes; on a pu quelquefois améliorer suffisamment l'état des choses en démolissant les bornes et le parapet, posant une plinthe en encorbellement, ne conservant qu'un demi caniveau avec bordure de trottoir et adaptant un garde-corps métallique. Ce garde-corps lui-même peut être posé en saillie, au moyen de montants en fer recourbés horizontalement de manière à venir se sceller dans la plinthe.

L'exemple d'élargissement de pont qui nous a paru le plus curieux est celui du pont de Jurançon sur le Gave de Pau. En 1843, on l'avait élargi une première fois au moyen de consoles en fonte supportant des trottoirs, l'élargissement a été rendu définitif dans ces dernières années au moyen de voussures en pierres.

1° *Élargissement de* 1843. — L'ancien pont placé entre Pau et Jurançon, était composé de sept arches surbaissées présentant entre les têtes une largeur de $7^m,92$. D'énormes parapets en pierres, de chacun $0^m,40$, les bornes et les rigoles occupaient environ 2 mètres, de sorte qu'il restait à peine 6 mètres de largeur de voie; cela suffisait pour les voitures, mais il fallait ajouter des trottoirs pour les piétons.

M. l'ingénieur Ménard de la Groye eut l'idée de recourir à des consoles en fonte posées en encorbellement comme on le voit sur les figures 4 et 5 de la planche XXI.

L'écartement de ces consoles, dont la forme est celle d'un solide d'égale résistance, varie de $1^m,80$ à $2^m,07$; leur côté vertical est scellé dans une rainure ménagée à fleur des têtes du pont; mais ces consoles sont surtout retenues par le tirant (*cbad*) scellé dans la maçonnerie, et par un autre tirant horizontal, noyé sous la chaussée et réunissant les deux côtés verticaux de deux consoles opposées. Ce long tirant horizontal qui traverse le pont est formé de deux morceaux, réunis par un assemblage à coin, de manière à obtenir un serrage énergique.

Les consoles n'exercent ainsi sur les maçonneries qu'un faible effort d'arrachement, puisque la traction exercée par les consoles se transmet surtout au tirant horizontal en fer.

Ce système pourrait même, pensons-nous, être appliqué à des ponts que l'on voudrait construire économiquement; il permettrait de réduire notablement la largeur des maçonneries et des piles, c'est-à-dire ce qui coûte le plus cher.

Le trottoir est formé avec des dalles, s'appuyant d'un côté de $0^m,10$ sur la tête du pont et de l'autre sur la console dont elles débordent le parement extérieur de $0^m,20$. Cette saillie est indispensable à la stabilité du garde-fou, ajusté sur des montants verticaux qui traversent l'épaisseur du dallage et descendent jusqu'à la console sur laquelle ils sont fixés.

Chaque montant est fortifié par une sorte de contre-fiche, susceptible d'augmenter l'empatement de sa base. Le prix de revient total a été de 131 francs le mètre courant.

On dispose dans le pays de dalles minces et résistantes de grandes dimensions; mais on n'en rencontre pas partout de pareilles; on sera donc forcé, soit de rapprocher davantage les consoles, soit de les réunir par de petites voûtes en briques, soit de leur faire supporter un plancher en tôle ondulée recouvert d'un trottoir en béton On verra quel sera dans chaque cas le procédé le plus économique.

2° *Élargissement terminé en* 1872. — C'est à M. Conte-Grandchamps, ingénieur en chef des ponts et chaussées, que l'on doit cet élargissement définitif, dont l'effet est fort élégant.

L'aspect actuel est représenté par les figures de la planche XXIII. C'est sur la demi-coupe transversale que l'on comprend le mieux ce qui a été fait; on y a indiqué en lignes pointillées le profil des anciennes grandes piles triangulaires, et les traits pleins montrent nettement le profil de la voussure neuve.

L'ancien pont était formé de sept arches en anses de panier, d'ouvertures inégales, reposant sur des piles massives.

Les avant-becs de ces piles avaient une section horizontale triangulaire et faisaient saillie de $2^m,32$ sur le nu du mur de la tête amont du pont; les arrière-becs, dont la section horizontale était trapézoïdale, formaient une saillie de $1^m,60$ sur le nu du mur de la tête aval.

Par suite de la pose des consoles en fonte, la largeur du pont avait été portée de 8 mètres à $10^m,10$. (Cette dernière quantité mesurée entre les arêtes extérieures des dalles d'encorbellement.)

Mais cela ne suffisait pas pour satisfaire aux besoins de la circulation, et on obtint un nouvel élargissement en accolant, à l'amont et à l'aval de l'ancien pont, deux nouveaux ponts de $102^m,18$ de longueur et de $1^m,58$ de largeur; ces arches supplémentaires vinrent s'appuyer sur les fondations évasées des avant et des arrière-becs des anciennes piles, qu'on avait démolies jusqu'aux naissances. Après le travail il ne resta plus que de petits avant-becs, peu saillants et peu élevés.

L'ancienne largeur de 8 mètres se trouva portée à $11^m,16$ entre les bandeaux des nouvelles têtes.

Les tympans nouveaux sont en retraite chacun de $0^m,04$ sur le bandeau correspondant, de sorte qu'il ne reste plus que $11^m,08$ de largeur entre tympans.

Mais, des consoles en pierre de taille dure, noyées dans la maçonnerie de galet des tympans, supportent des mâchicoulis en pierre de taille d'Angoulême, de manière à former un encorbellement de $0^m,49$ de saillie, ce qui fait pour la largeur totale du pont entre les têtes des mâchicoulis, $12^m,06$.

Une plinthe en pierre de taille dure supporte le garde-corps établi dans le même plan que les têtes des mâchicoulis; ce garde-corps est formé par une dalle verticale en pierre dure de $0^m,16$ d'épaisseur, surmontée d'une main courante ornée de moulures.

La largeur totale de la voie libre est donc portée à $11^m,74$, qui se divise en deux trottoirs de $2^m,30$ et une chaussée de $7^m,14$. L'élargissement total de la voie livrée à la circulation est, par rapport à l'ancien pont de $4^m,54$.

Les anciennes voûtes étaient formées d'anses de panier à trois centres qu'il a fallu d'abord relever exactement pour en déterminer les rayons; l'intrados des nouvelles têtes est un arc de cercle, tangent au sommet des anses de panier, et de plus grande ouverture que celles-ci à cause de l'évasement des avant-becs; les naissances de cet arc de cercle sont à $2^m,35$ au-dessus de l'étiage du Gave, c'est-à-dire au-dessus des naissances de l'anse de panier.

L'intrados des têtes actuelles a été raccordé à l'intrados des anciennes têtes au moyen de surfaces coniques tangentes entre elles et aux pieds-droits de manière à former ébrasement comme l'arrière-voussure de Marseille (voir notre *Traité de coupe des pierres*), et les joints sont normaux à la surface de raccordement.

Les bandeaux des têtes sont extradossés parallèlement; ils sont construits en

pierre de taille et les voussoirs, de largeur uniforme, ont une queue égale alternativement à 0m,59 et à 0m,44.

Les pieds-droits des piles sont aussi en pierre de taille.

Les douelles sont en libages.

Le remplissage des tympans est en maçonnerie de galets; le parement est formé par des assises horizontales de deux briques, séparées par des galets régulièrement disposées en arêtes de poisson. Ces galets, employés avec leur forme arrondie, forment saillie, et leur surface est polie et nettoyée en la frottant avec de la graisse.

Il en résulte un dessin régulier, agréable à l'œil.

Au-dessus des piles, on a ménagé des écussons circulaires sur lesquels sont sculptées les armes de la ville de Pau.

On remarquera dans la coupe en travers l'armature en fer qui assure la stabilité de la dalle formant parapet et qui, scellée dans la maçonnerie de remplissage, s'oppose au renversement de la dalle.

Les dispositions que nous venons de décrire sont fort ingénieuses, et très-monumentales.

Si l'on voulait obtenir quelque chose de plus économique, voilà ce qu'on pourrait faire, en admettant toutefois que l'on dispose d'avant et d'arrière-becs assez saillants et assez solides :

On ferait reposer sur ces avant-becs, soit un arc en maçonnerie (voir plus loin le viaduc d'Édimbourg), soit un arc métallique, et sur cet arc on établirait le trottoir. La charge fixe et éventuelle pouvant être notablement réduite, on adopterait pour l'arc ainsi construit des dimensions assez faibles, et la dépense pourrait être maintenue dans de justes limites.

L'élargissement par un arc en fer a été opéré à Paris sur le pont de la Tournelle qui met l'île Saint-Louis en communication avec la rive gauche de la Seine.

III. — VIADUCS.

La désignation de viaduc (*de via*, voie, *et ducere*, conduire) pourrait s'appliquer à tous lés genres de pont ; mais, comme nous l'avons dit au commencement de ce traité, on réserve la dénomination de viaducs aux ouvrages traversant des vallées sèches ou des vallées parcourues par un faible cours d'eau ; leur hauteur est relativement à leur longueur, beaucoup plus grande que pour les ponts établis sur de larges fleuves. En général, un viaduc pourrait être remplacé sur une grande partie de sa longueur par un simple remblai, et c'est surtout par raison d'économie que l'on substitue aux remblais élevés des arcades en maçonnerie.

La section et par suite le cube d'un remblai de longueur donnée croissent très-rapidement avec la hauteur (en admettant que la plate-forme supérieure et l'inclinaison des talus soient constantes) ; si l'on admettait que la largeur de la plate-forme croît proportionnellement à la hauteur, la section croîtrait comme le carré de la hauteur ; mais en réalité l'accroissement est moins rapide.

Avec un viaduc, la dépense, considérable pour une hauteur même assez faible, ne croît pas très-vite avec la hauteur ; de sorte que, pour les petites hauteurs, le remblai est moins cher que le viaduc, et pour les grandes il est plus cher.

Il y a une hauteur pour laquelle il est indifférent d'établir l'un ou l'autre.

Cette hauteur limite serait facile à calculer : il suffirait d'établir les prix par mètre courant de remblai et par mètre courant de viaduc en fonction de la hauteur et d'égaler ces deux prix.

Mais un pareil calcul n'aurait point d'utilité pratique, car les chiffres se modifient dans chaque cas particulier suivant l'abondance des remblais dont on dispose, suivant les prix des maçonneries, suivant le terrain de fondation.

Le calcul est donc à recommencer dans chaque cas, si l'on veut savoir à quel genre d'ouvrage il convient de donner la préférence.

C'est en général de 20 à 25 mètres de hauteur que la substitution du viaduc au remblai commence à devenir avantageuse.

La construction des viaducs ne diffère guère de celle des ponts, et, pour la faire comprendre, nous allons décrire les principaux types connus.

1. Viaduc du chemin de fer de Vincennes (gare de la Bastille). — Les figures 1 et 2 de la planche XXV représentent le viaduc de la ligne de Vincennes, qui touche à la gare de la Bastille. La hauteur n'exigeait pas un viaduc ; mais le terrain est si cher en cet endroit qu'il était indispensable de l'économiser ; en construisant une série d'arcades, on pouvait les transformer en magasins utiles et de location facile.

Ce viaduc, d'environ 1,200 mètres de long, est composé de 71 arches en plein cintre de $10^m,04$ de diamètre ; l'épaisseur du corps des voûtes est uniforme et égale à $0^m,60$; sur les têtes, cette épaisseur a été portée à $0^m,68$, et les bandeaux en pierre de taille font saillie de $0^m,03$ sur les tympans en briques de Bourgogne.

Les piles ont un fruit de 1/15 ; leurs extrémités sont en pierres de taille et le reste de leur parement en moellons piqués ; elles reposent sur un socle, posé lui-même sur une couche de béton de $0^m,50$ de hauteur. Il n'y a donc pas eu de difficulté de fondation.

Les tympans en briques sont ornés d'écussons en pierre de taille et le couronnement est formé de voûtes en mâchicoulis.

Ce couronnement est d'un bon effet ; mais, il paraît, suivant nous, n'être pas terminé ; nous pensons que s'il avait été placé un peu plus bas et surmonté d'un parapet en pierre, il eût paru plus élégant.

Les tympans sont évidés à l'intérieur au moyen de voûtes longitudinales et toutes les maçonneries sont protégées par des chapes.

Les arcades communiquent par une voûte longitudinale en plein cintre que l'on aperçoit sur la coupe.

Toutes les maçonneries des voûtes sont hourdées en mortier de ciment, ce qui a permis d'imprimer à la construction une grande rapidité.

Ingénieurs : MM. Vuigner et Bassompierre.

2. Viaduc de Dinan. — Le viaduc de Dinan a été exécuté vers 1847, sur la vallée de la Rance pour livrer passage à la route nationale n° 176 de Caen à Lamballe. C'est à M. l'ingénieur Fessard que l'on doit ce magnifique ouvrage, dont on trouvera les principales dispositions représentées par les figures 3 à 8 de la planche XXV et par la figure 4 de la planche XXIV.

Ce viaduc se compose de dix arches en plein cintre de 16 mètres d'ouverture ; la voie est à $41^m,30$ au-dessus du niveau normal de l'eau dans le canal d'Ille et Rance, qui passe sous une des arches, et la plus grande hauteur entre la base des fondations et le sommet du parapet est de $49^m,15$.

La fondation de chaque pile est un tronc de pyramide, dont toutes les faces

ont un fruit de 0,04 et qui présente au niveau du sol une retraite de 0m,175 sur tout le pourtour; au-dessus vient le fût de la pile.

La base de fondation est comprise dans un rectangle de 12m,01 sur 5m,90.

Chaque pile se compose d'un corps rectangulaire flanqué de deux contre-forts formant avant et arrière-bec.

Le corps rectangulaire a pour section un rectangle de 6m,65 sur 4 mètres; verticalement, il comprend :

1° Un soubassement avec son cordon.	7m,80
2° Le fût principal.	18m,40
3° Le couronnement, comprenant un bandeau de 0m,80 et une imposte de 0m,60, en tout. . . .	1m,40

De sorte que la hauteur totale au-dessus du plan des naissances est de 27m,60.

Les contre-forts montent depuis les naissances jusqu'à la plinthe ; ils sont limités à deux plans verticaux et ont une épaisseur uniforme de 2 mètres ; latéralement, ils sont inclinés avec un fruit de 0m,034 par mètre, de sorte que leur saillie, de 1m,76 aux naissances de la pile est réduite à 0m,50 sous la plinthe.

On n'a pas reproduit sur les contre-forts toutes les moulures qui décorent la pile proprement dite.

C'est du reste un principe général de ne pas multiplier les lignes horizontales sur des viaducs élevés ; l'absence de ces lignes et la prédominance des lignes verticales donnent à l'édifice l'aspect élancé que l'on remarque dans les cathédrales gothiques.

Les culées ont quatre mètres d'épaisseur ; leur hauteur n'est que de 8 et de 9 mètres et leur largeur de 6m,55 comme celle des piles. Elles se prolongent par des murs en retour que rejoint une voûte en plein cintre.

Cette disposition de culées évidées est générale dans les viaducs ; avec les murs en retour, on augmente la résistance sans augmenter sensiblement le cube des maçonneries.

Les voûtes sont, avons nous dit en plein cintre de 14 mètres de diamètre ; les bandeaux des têtes sont extradossés parallèlement et l'épaisseur à la clef est de 1 mètre. Mais, dans le corps de voûte, l'extrados est un arc de cercle de 15 mètres de rayon, embrassant un angle au centre de 76°, et aboutissant par ses extrémités à une plate-forme horizontale par laquelle la maçonnerie des reins est arasée à 5m,80 au-dessus des naissances, figure 3.

Le couronnement et la voie sont supportés par deux galeries longitudinales contiguës, régnant sans interruption entre les culées, profilées suivant un plein cintre de 1m,70 de diamètre; ces deux voûtes sont séparées par un pied-droit comme on le voit nettement sur la figure 4, et encore ce pied-droit est-il percé d'une petite voûte dans l'axe de chaque pile.

Cette disposition, dit M. Fessard, a eu le double résultat de permettre de donner aux parties supérieures du viaduc un aspect et des dimensions monumentales sans augmenter la charge ni le volume des maçonneries, et de fournir la facilité de visiter, d'entretenir et de réparer à toute époque les chapes des grandes voûtes, protégées d'ailleurs par celles des galeries longitudinales.

Le couronnement entre le sommet de la clef et celui du parapet a une hauteur totale de 4m,20 qui se subdivise comme il suit :

1° Une assise de 0m,32 au-dessus de la clef ;

2° Des consoles de 1m,40 de hauteur, 0m,40 d'épaisseur, espacées de 0m,581

entre leurs faces voisines, saillantes de 0m,50 sur le nu des tympans, et engagées de 1 mètre dans la maçonnerie;

3° Une plinthe formée d'un larmier de 0m,40 de hauteur faisant saillie de 0m,10 sur les consoles et une cimaise de 0m,26 de hauteur, faisant saillie de 0m,10 sur le larmier et dont la face supérieure forme trottoir;

4° Un parapet de 1 mètre de hauteur sur 0m,30 d'épaisseur, terminé par une face plane dont les arêtes sont abattues en chanfrein.

Les eaux pluviales sont recueillies non par des caniveaux, mais par des gargouilles sous trottoirs.

L'encorbellement porte à 7m,05 la largeur de voie disponible, bien que la largeur entre les tympans ne soit que de 6m,65.

Le profil en travers comprend une chaussée de 5m,05 encadrée par deux trottoirs de 1 mètre.

La chaussée est en empierrement, mais il vaudrait mieux qu'elle fût en asphalte.

« Cet ouvrage réunit d'une manière complète l'apparence de la force, l'harmonieuse grandeur de l'ensemble et l'élégance des détails. Tout d'ailleurs concourt à donner au tableau une beauté singulièrement pittoresque : une vallée dans laquelle la Rance dessine ses contours, et où la mer amène presque sous les arches du viaduc les navires à voiles et à vapeur; des coteaux où les rochers granitiques se mêlent à la plus riche végétation; des constructions disséminées çà et là comme pour donner la mesure de la grandeur du monument; au sommet, des fortifications crénelées qui semblent mettre en présence l'esprit des siècles guerriers et les œuvres pacifiques de notre époque industrielle; la ville assise sur le plateau est comme recueillie dans l'éternelle contemplation du paysage qui se déroule à ses pieds. »

On disposait à pied d'œuvre pour ainsi dire, d'excellents matériaux granitiques : tous les parements vus sont en moellon piqué, et les parties ornées, la plinthe, les consoles sont en pierre de taille.

On a eu soin de ne pas placer de pierres de taille aux angles des piles, afin d'obtenir partout une égale compression. L'intérieur des piles, depuis leur base jusqu'au sommet est composé de pierres régulièrement taillées dans leurs deux lits, soumises à un parallélisme exact, de hauteurs d'assises égales à celles des pierres de parement, mais sans formes ni dimensions régulières en plan et s'assemblant entre elles à joints incertains.

Dans ces conditions, le mortier n'est plus qu'un remplissage et on aurait pu se contenter pour ainsi dire d'une construction à pierres sèches.

La maçonnerie a été hourdée avec du mortier de chaux hydraulique; c'était de la chaux de Doué (Maine-et-Loire) et surtout de la chaux artificielle à double cuisson de Saint-Malo; cette dernière est très-hydraulique.

Le viaduc avec les deux portions de route qui y accèdent a coûté 1,050,000 fr. environ.

La pression par	centimètre carré	sur le rocher est au maximum de. . .	8k,80
—	—	la base des piles au niveau du sol. . .	9k,50
—	—	l'assise des naissances des voûtes.. . .	6k,50

Le granit ne s'écrasant que sous une pression de 700 kilogrammes, on voit qu'on n'a pas fait travailler les pierres à la compression à plus de $\frac{1}{70}$ de leur charge de rupture. Il eût donc été possible, eu égard aux soins pris pour la con-

struction, de réduire d'une manière notable les dimensions des piles; on pouvait par exemple en évider la partie centrale.

Les quantités de mortier employées dans les maçonneries se sont élevées
pour la pierre de taille à. . 0,01 du volume de la maçonnerie.
Le moellon piqué. . . . . . . 0,'6 —
Le moellon brut. . . . . . . 0,31 —

La superficie du vide, dans le viaduc de Dinan, forme les 0,673 de l'élévation totale, et le rapport du vide au plein est d e 2,06.

Pour le viaduc de l'Indre, le rapport du vide au plein est de. . .	1,72
— Barentin.	1,88
Aqueduc de Roquefavour.	2,05

3. Viaducs de la Feige et des Sapins. — Dans les annales des ponts et chaussées de 1859, M. l'ingénieur Croizette Desnoyers décrit les travaux exécutés pour la construction de la ligne du Bourbonnais (section de Saint-Germain-des-Fossés à Roanne).

Cinq grands viaducs existaient dans cette section; nous empruntons au mémoire de M. Desnoyers les dessins de deux de ces viaducs, conçus chacun dans un système différent.

1° *Viaducs de la Feige.* — Le premier représenté par les figures 1 à 4 de la planche XXVI, est composé de sept arches en plein cintre de 14 mètres de diamètre, extradossées parallèlement sur les têtes avec des bandeaux de $0^m,90$ d'épaisseur.

Le corps de voûte qui a $0^m,90$ à la clef est extradossé par un arc de cercle de 10 mètres de rayon, limité à une plate-forme horizontale, arasée à 4 mètres au-dessus des naissances du plein cintre.

Les fondations étaient faciles à établir; elles reposent par l'intermédiaire d'un massif de béton sur du porphyre décomposé ou gore dur.

Les piles à section rectangulaire sont comprises entre des contre-forts dont le fruit se prolonge jusqu'à la corniche.

Les têtes des piles ont elles-mêmes un fruit, plus faible que celui des contre-forts, et ce fruit se prolonge même sur les têtes et les tympans des voûtes; la disposition qui consiste à ne pas prolonger le fruit sur toute la hauteur produit en perspective un effet de cassure horizontale fort désagréable.

On s'est attaché à ne pas employer de pierre de taille dans ce travail, sauf pour la plinthe; tout est construit avec des moellons de $0^m,20$ de hauteur d'assises, équarris et à parement rustique, formant bossage.

On remarquera aussi qu'on a supprimé les moulures et cordons horizontaux; l'aspect général de l'édifice y a gagné sous le rapport de la légèreté et de l'élégance. Les grandes lignes se détachent nettement et vigoureusement sans qu'il soit permis à l'œil de s'égarer sur les détails.

Les bandeaux de la voûte prolongent la pile immédiatement sans interposition de corniche, et la hauteur apparente des voûtes en est augmentée.

Les reins des voûtes sont remplis en béton maigre; celui-ci est recouvert par la chape qui amène les eaux pluviales à des gargouilles verticales ménagées au sommet des voûtes.

L'épaisseur du ballast est de 1 mètre sur l'axe de la voie et de $0^m,85$ sur les

bords; cette grande épaisseur a un excellent résultat au point de vue des trépidations et vibrations de toute nature; le ballast les éteint et les empêche de se propager jusqu'aux maçonneries des voûtes.

Le garde-corps est en fonte, sauf à l'aplomb des contre-forts où l'on trouve des dés en pierre de taille de $0^m,75$ d'épaisseur et de 2 mètres de large.

La culée n'est pas formée avec des murs en retour; elle occupe toute une section rectangulaire de $10^m,20$ de profondeur; mais cette section est évidée par un puits vertical à section circulaire ou elliptique. Cette disposition, inaugurée par M. Morandière au viaduc de l'Indre, semble à M. Desnoyers bien préférable à celle des murs en retour.

En effet, dit-il, à moins de donner aux murs en retour une épaisseur énorme qui les amènerait presque à se toucher, le prisme de terre interposé doit, dans les moments de pluie, exercer une pression à laquelle les murs peuvent difficilement résister. Cette remarque est vraie lorsqu'il faut descendre les fondations des culées à une profondeur comparable à celle qu'on rencontre pour les fondations des piles; mais, elle cesserait d'être vraie lorsque le rocher se relève rapidement à flanc de coteau, comme au viaduc de Dinan et, alors, la disposition des murs en retour est parfaitement acceptable.

2° *Viaduc des Sapins.* — Le viaduc des Sapins (ingénieur: M. Moreau) est moins élevé que le précédent ($27^m,25$ au lieu de 31 mètres.) Il est représenté par les figures 5 et 6 de la planche XXVI.

Il est formé de onze arches en plein cintre de 10 mètres d'ouverture seulement avec des têtes dont l'épaisseur uniforme est de $0^m,85$.

Il est séparé en trois groupes, un de cinq arches et deux de trois arches, par deux piles culées.

Ces piles culées ont une largeur double de celle des piles ordinaires et elles sont munies de contre-forts égaux en élévation aux piles ordinaires.

Les piles culées sont établies en vue d'assurer la stabilité de l'ouvrage et d'empêcher la propagation des vibrations.

Elles ont encore un autre avantage; celui de permettre d'exécuter l'édifice par parties, en décintrant une section avant que les autres soient construites. Mais il faut alors qu'on ne soit pas pressé par le temps.

Le viaduc des Sapins est traité avec plus de luxe que le précédent; il possède des chaînes et des cordons en pierre de taille, ce qui fait, que, malgré la réduction dans l'ouverture, il ne paraît pas beaucoup plus élancé.

Nous pensons avec M. Desnoyers qu'au point de vue de l'effet architectural il convient de donner un fruit à toutes les parties des têtes afin d'éviter un effet de cassure; tout au moins, devra-t-on, comme au viaduc de Dinan, prolonger jusqu'à la corniche le fruit des contre-forts, en admettant que les bandeaux et les tympans ne possèdent aucun fruit.

Le parapet du viaduc des Sapins est tout entier en pierre de taille.

Le viaduc de la Feige a coûté 2,917 francs par mètre courant et celui des Sapins 3,165 francs malgré la moindre hauteur; le prix par mètre superficiel d'élévation est de 119 francs pour le premier et de 137 francs pour le second; le mètre cube de maçonnerie est revenu à 34 francs dans le premier et à 36 francs dans le second.

L'avantage est donc en faveur du viaduc qui a les plus grandes arches.

Avec des matériaux calcaires, de taille facile, M. Desnoyers estime qu'on peut faire un viaduc de 30 à 35 mètres de hauteur pour le prix de 100 francs par mètre carré de l'élévation totale.

Le rapport du vide au plein est de 1,60 pour le viaduc de la Feige.

Le rapport du vide au plein est de 1,56 pour celui des Sapins.

Il faut tenir compte de ce que le rapport du vide au plein augmente avec la hauteur, ce qui explique en partie pourquoi ce rapport atteint $2^m,06$ dans le viaduc de Dinan.

La pression par centimètre carré est

Au sommet des piles. . .	$4^k,51$	pour le viaduc de la Feige et	$4^k,70$	pour le viaduc des Sapins.
A la base des piles. . . .	$6^k,32$	—	$5^k,20$	—
Sur le sol de fondation. .	$4^k,73$	—	$5^k,70$	—

Les deux viaducs ont été exécutés en deux campagnes.

Les fondations ont été hourdées avec du mortier de chaux très-hydraulique de Joze (Puy-de-Dôme). Puis on a substitué un mortier de chaux moyennement hydraulique de Cusset, de pouzzolane d'Auvergne et de sable ; enfin on reconnut que les porphyres décomposés qu'on trouvait dans les fondations jouaient le rôle des arènes de Bretagne et se conduisaient comme des pouzzolanes.

Viaduc de la Fure. — Le viaduc de la Fure, construit par M. Toni-Fontenay, sur le chemin de Saint-Rambert à Grenoble, a beaucoup d'analogie avec le viaduc des Sapins que nous venons de décrire. Il comprend 16 arches en plein cintre de 14 mètres d'ouverture ; les piles ont $2^m,50$ aux naissances des voûtes et 5 mètres à la base.

La hauteur de ces piles est de $29^m,50$, et la hauteur des rails au-dessus des eaux de la Fure est de $41^m,40$.

L'épaisseur des voûtes à la clef est de $0^m,80$.

La largeur entre les parapets est de 8 mètres et de $8^m,92$ entre les tympans.

Les piles sont en maçonnerie ordinaire avec parements en moellon piqué et chaînes de pierres de taille aux angles.

Les tympans et la douelle des voûtes sont en briques, ainsi que le parapet.

Le remplissage des reins s'est fait en béton maigre, et les eaux sont amenées par une chape à des gargouilles ménagées dans le sommet des voûtes.

Le travail a été exécuté à forfait pour un million ; le prix de revient du mètre carré d'élévation est donc de 115 fr. 30.

4. Viaducs de Barentin et de Malaunay. — Les viaducs de Barentin et Malaunay, sur la ligne de Rouen au Havre, ont été construits sous les ordres d'un ingénieur anglais, M. Locke. Ils ne présentent rien de particulièrement remarquable, si ce n'est leur légèreté et sont surtout intéressants par les accidents dont ils ont eu à souffrir.

Le viaduc de Malaunay, représenté par les figures 4, 5, 6 de la planche XXVII, comprend huit arches de 15 mètres d'ouverture ; sa longueur totale est de 145 mètres, et sa plus grande hauteur de 25 mètres.

Les piles ont $2^m,70$ de largeur au sommet et $3^m,30$ à leur base près du socle.

L'épaisseur des voûtes à la clef est de $0^m,75$; cette épaisseur est uniforme sur tout le développement des intrados ; les reins sont remplis en maçonnerie et le massif de remplissage est arasé horizontalement à peu près à la hauteur du joint de rupture.

Les tympans sont élégis au moyen de quatre petites voûtes longitudinales en plein cintre de $1^m,30$ de diamètre ; de même le fût de la pile est évidé par quatre petites voûtes en plein cintre de $1^m,01$ d'ouverture, dont les pieds-droits règnent sur toute la hauteur de la pile, comme on le voit sur les coupes transversale et longitudinale.

Sur les petits côtés, les piles ont un fruit courbe ; ce fruit courbe est adopté sur tous les ouvrages construits par les Anglais dans les lignes de Normandie.

Le socle seul des piles est en pierre ; le reste de la construction est en briques.

Le viaduc de Barentin, dont nous allons parler tout à l'heure, était construit sur le même modèle que celui de Malaunay ; il s'écroula et sa chute inspira les plus sérieuses inquiétudes pour son similaire. L'administration ordonna alors que le viaduc de Malaunay serait soumis à une série d'épreuves très-fortes; en particulier on lui imposa une surcharge prolongée de 3,000 kilogr. par mètre carré.

Cette surcharge ayant déterminé des mouvements à la base des piles dans le socle, on décida que celui-ci serait consolidé par des boucliers en fonte, appliqués sur les faces opposées, et réunis par de forts tirants en fer.

Le viaduc de Malaunay a couté 660,000 francs ; le prix de revient est de 180 fr. par mètre carré de l'élévation totale, et de 78 fr. par mètre cube de maçonnerie.

Le viaduc de Barentin est représenté par les figures 1, 2, 3 de la planche XXVII, tel qu'il a été reconstruit après sa chute. Il est en rampe de $0^m,016$ et en courbe de 800 mètres de rayon, ce qui, on le conçoit, n'est guère favorable à la stabilité ; exécuté d'abord sur le même type que celui de Malaunay, il s'écroula, et le conseil des ponts et chaussées exigea les modifications que représente le dessin. La reconstruction fut enlevée en six mois.

L'ouvrage comprend 27 arches de 15 mètres d'ouverture et la plus grande hauteur des rails au-dessus du fond de la vallée est de 33 mètres.

Le prix de revient a été de 123 francs par mètre carré de l'élévation totale.

La pression maxima par centimètre carré, dans le viaduc de Barentin, est de $3^k,95$ à la retombée des voûtes, $5^k,47$ au milieu de la hauteur du fût, $4^k,20$ au sommet du socle et $3^k,52$ sur le béton de fondation.

5. Viaduc de l'Aulne. — C'est à M. Arnoux, ingénieur des ponts et chaussées que l'on doit la construction du magnifique viaduc de Port-Launay, sur l'Aulne, (ligne de Nantes à Brest). Lui-même a décrit son œuvre dans une notice spéciale à la quelle nous empruntons les dessins de la planche XXVIII.

Nous ne parlerons point des fondations, dont nous avons donné le détail dans notre traité de l'exécution des travaux, et nous emprunterons au compte rendu de l'Exposition universelle de 1867, la description suivante :

« Le viaduc se compose de douze arches de 22 mètres d'ouverture et présente une longueur totale de 357 mètres. Sa hauteur est de $48^m,40$ par rapport au terrain des prairies de la vallée, de $52^m,50$ par rapport au niveau moyen de la mer et enfin de $54^m,70$ par rapport au sol de fondation des piles en rivière. Sa superficie en élévation est 14,310 mètres, parapet non compris, et le volume total de maçonnerie s'élève à 49,065 mètres cubes.

Pour les viaducs dont la hauteur dépasse 40 à 45 mètres, il a été jusqu'à présent d'usage d'établir deux étages d'arches superposées, ou tout au moins de contre-buter les piles par des voûtes intermédiaires de plus faible largeur, ainsi qu'on l'a fait, par exemple, au viaduc de Chaumont. Mais dans le cas actuel, la nécessité de conserver un passage facile pour les navires qui fréquentent les ports de Châteaulin et de Port-Launay, aurait obligé à donner à l'étage inférieur 30 mètres sous clef, et par suite l'étage supérieur se serait trouvé beaucoup moins élevé que l'étage inférieur, contrairement aux dispositions habituellement suivies. L'effet n'en aurait pas été heureux ; et l'on a préféré renoncer à tout contre-butement intermédiaire en n'établissant qu'un seul rang d'arches.

En raison de la hauteur exceptionnelle ainsi donnée aux arches, il convenait d'augmenter pour elles l'ouverture ordinaire, afin de les maintenir dans de justes

proportions. On y était porté également par un autre motif; il est à remarquer, en effet, que les ouvertures moyennes habituellement données aux arches des viaducs font très-bien en élévation sur un dessin, mais qu'en exécution et surtout lorsqu'il s'agit d'un ouvrage d'une grande longueur, pour lequel la plupart des arches sont nécessairement vues en perspective, les vides de ces dernières arches sont singulièrement réduits en apparence et finissent même par disparaître tout à fait pour l'observateur. Pour atténuer autant que possible cet effet, il ne suffit pas d'augmenter le rapport du vide au plein en élévation, il faut de plus que le rapport de l'ouverture des arches à la dimension transversale des piles soit accru dans une forte proportion. On a donc été conduit pour le viaduc de Port-Launay, à donner aux arches une ouverture de 22 mètres; des voûtes de cette dimension, reposant sur des piles élevées, donnent beaucoup de jour et procurent à l'ouvrage un aspect d'ampleur et de légèreté rarement atteint dans les constructions de ce genre.

Mode de construction. — Les piles ont 4^m,80 d'épaisseur aux naissances des voûtes et sont appuyées par des contre-forts, ayant 2^m,40 d'épaisseur au même niveau; ces contre-forts dont le fruit est beaucoup plus considérable que celui des piles elles-mêmes et qui présentent sur elles une saillie très-marquée, surtout à la partie basse, diminuent à l'œil leur épaisseur et donnent beaucoup d'élégance à l'élévation. Ils sont d'ailleurs utiles, non-seulement pour s'opposer aux déversements, mais de plus pour augmenter les superficies horizontales et diminuer les pressions par unité de surface. Ces pressions, pour lesquelles on s'est attaché à ne pas dépasser sensiblement 9 kilogrammes par centimètre carré, sont :

Aux naissances.	5^m,84
A la base des piles sur les socles. . .	8^m,65
A la base des socles.	9^m,12
Sur le sol de fondation.	7^m,29

L'emploi de la pierre de taille a été exclusivement limité au couronnement des soubassements, aux tailloirs des contre-forts, aux plinthes et aux parapets; tout le reste des parements vus, y compris les angles des piles et les bandeaux des voûtes, est entièrement formé de moellons parementés à bossages rustiques; seulement pour bien dessiner les lignes et pour assurer l'exactitude de la pose, on a, sur chaque angle, détaché les arêtes par des ciselures continues. La maçonnerie de ce genre en écartant toute recherche d'appareil et en ne faisant ressortir que les lignes principales de la construction, présente un caractère d'homogénité très-rassurant et qui convient d'une manière spéciale pour un grand ouvrage. On a même évité de placer un cordon aux naissances afin que la voûte continuant la pile sans interruption, augmentât encore en apparence la hauteur des arches vues d'en bas.

Sur un ouvrage aussi élevé et surtout avec d'aussi grandes arches, la trépidation des trains s'exerçant sur un remplissage, entre les murs des tympans, pourrait produire des poussées dangereuses, et, pour les éviter, on a construit, sur les reins de chacune des grandes voûtes, trois petites voûtes longitudinales de 1^m,20 d'ouverture; on n'a pas adopté des ouvertures plus grandes, parce que l'augmentation d'élégissement que l'on aurait pu réaliser se serait trouvée sans importance par rapport à la masse totale pesant sur chaque pile, et parce qu'il était beaucoup plus utile de donner aux murs séparant les petites voûtes une grande solidité; pour augmenter encore leur résistance et prévenir toute flexion dans la partie où ils ont le plus de hauteur, on les a reliés par deux lignes de voûtes

perpendiculaires qui s'opposent au rapprochement, pendant que de forts tirants reposant au-dessus de ces dernières voûtes empêchent au contraire tout écartement. Des puits avec regards ménagés sur l'axe du viaduc permettront à toute époque de descendre de la voie pour visiter les voûtes intérieures.

Pour l'ensemble du viaduc, le rapport du vide au plein en élévation est de 2,13 et le cube moyen de maçonnerie par mètre superficiel en élévation est de $3^m,43$.

Matériaux employés. — La pierre de taille et le moellon de parement sont en granit gris foncé provenant des environs de Rostrenen (Côtes du-Nord); le moellon brut est une roche amphibolique très-dure extraite à Dinéault, sur les bords de l'Aulne; le sable a été pris sur les grèves de la mer, en dehors de la rade de Brest; enfin la chaux hydraulique a été fournie par les usines de Doué (Maine-et-Loire) et Échoisy (Charente).

L'intérieur des maçonneries des piles, au lieu d'être en libages ou en moellons smillés sur les lits, comme on l'a fait pour d'autres grands viaducs, est simplement en maçonnerie de moellons bruts ; seulement cette maçonnerie a été faite avec soins, et en outre pour rendre le mortier plus énergique, on a ajouté à chaque mètre cube de mortier 100 kilogrammes de ciment de Portland. La même précaution a été prise pour les maçonneries des voûtes aux abords de la clef. Enfin, pour soustraire les maçonneries de fondation à l'action destructive de l'eau de mer, la couche inférieure et les parements des massifs de fondation des piles en rivière ont éte maçonnés exclusivement avec du mortier de ciment de Portland.

Cintres. — Les cintres étaient soutenus par des rails traversant les maçonneries des piles au niveau des naissances. Par arche, le cube de bois employé s'est élevé à 106 mètres et la dépense du cintre a été de 8,000 francs environ. Le tassement au sommet pendant la construction a été en moyenne de $0^m,09$, mais le tassement des voûtes, par suite du décintrement, ne s'est élevé en moyenne qu'à $0^m,015$.

Durée d'exécution. — Les travaux ont été adjugés le 18 mars 1864. Pendant le reste de la campagne on a fait des approvisionnements et fondé sept piles, dont deux en rivière ; dans la campagne de 1865 on a terminé les fondations et élevé toutes les piles et culées jusqu'au niveau des naissances ; enfin dans la campagne de 1866 on a construit toutes les voûtes et terminé l'ouvrage, sauf les parapets. La construction du viaduc a donc duré près de trois ans.

Dépenses. — Les dépenses faites pour la construction du viaduc de Port-Launay se résument ainsi qu'il suit :

NATURE DES TRAVAUX.	DÉPENSES EFFECTUÉES	
	EN TOTALITÉ.	PAR MÈTRE LINÉAIRE.
Fondations	320.000	896
Piles et culées jusqu'aux naissances	980.000	2.745
Des naissances à la plinthe	610.000	1.709
Plinthes et parapets	130.000	364
Cintres	100.000	280
Abords et travaux accessoires	60.000	168
TOTAUX AU-DESSUS DES FONDATIONS	1880.000	5.266
TOTAUX, FONDATIONS COMPRISES	2200.000	6.162

Les prix par mètre superficiel en élévation, sont :

Au-dessus des fondations.	131 francs.
Et fondations comprises..	154 —

Enfin les prix moyens par mètre cube de maçonnerie de toute nature sont :

Au-dessus des fondations..	56 francs.
Et fondations comprises.	45 —

Les contre-forts occupent juste la moitié de la largeur des piles, leurs têtes ont un fruit de $0^m,07$, tandis que les têtes du viaduc ont sur toute la hauteur un fruit de $0^m,03$.

Les piles ont sur leur grande face $0^m,02$ de fruit et dans le même sens les contre-forts n'ont que $0^m,01$.

Les culées ont une longueur de $20^m,10$ sur une hauteur de 20 mètres ; mais elles sont évidées à l'intérieur au moyen d'un puits rectangulaire de 11 mètres de long sur $5^m,20$ de large et ces évidements sont recouverts par des voûtes de $11^m,32$ d'ouverture.

Les voûtes du viaduc ont $1^m,05$ d'épaisseur à la clef; cette épaisseur a été portée à $1^m,20$ sur tes têtes.

Les bandeaux des têtes ont le même fruit 0,03 que les tympans; mais ils font saillie de $0^m,05$ sur ceux-ci.

Dans chacune des arches sont noyées six armatures en fer composées de tirants en fer plat de 50 millimètres sur 15, terminés par des ancres en fer rond de $0^m,03$ de diamètre qui pénètrent dans les deux voussoirs dont le joint livre passage au fer plat. On rend ainsi toute la voûte solidaire et on n'a pas à craindre ces disjonctions qui se produisent quelquefois au décintrement entre les têtes et le corps de douelle.

Les maçonneries des voûtes d'élégissement sont recouvertes d'une chape formée d'une couche de $0^m,05$ de mortier surmontée d'une couche de $0^m,015$ d'asphalte; cette chape est soigneusement soudée à la maçonnerie et relevée le long des plinthes.

Le couronnement est largement traité et sa vigueur est en rapport avec les dimensions de l'œuvre; nous recommandons d'en étudier les détails.

Le parapet est en pierres de taille évidé par des oves.

C'est sous la direction de MM. Morandière et Desnoyers que le viaduc de l'Aulne a été projeté et exécuté.

Résumé sur les viaducs à un étage. — Nous terminerons par cet ouvrage la série des viaducs à un seul étage.

En général, c'est à partir de 25 mètres de hauteur que le remblai cesse d'être économique, et qu'on a recours au viaduc.

Le viaduc se fait toujours en plein cintre, et l'on proportionne le diamètre à la hauteur.

Au point de vue architectural, l'effet est satisfaisant, lorsque la hauteur sous clef est égale à deux fois ou deux fois et demie l'ouverture; cette règle simple permet de déterminer facilement les dimensions à adopter dans les divers cas.

Il va sans dire que cette règle n'est pas absolue, car, à côté de l'effet architectural, il faut placer la question de dépense; avec des fondations faciles, on

peut multiplier les points d'appui; avec des fondations très-difficiles, il faut au contraire en réduire le nombre.

L'épaisseur des piles au sommet doit être au moins égale à la double épaisseur des voûtes dont elles reçoivent les retombées, et il faut que sur toutes leurs faces les piles présentent un fruit suffisant pour donner à la base un large empatement.

La suppression du cordon au sommet des piles est toujours d'un excellent effet; elle donne à l'ouvrage un aspect élancé.

Les têtes des voûtes et les tympans ne doivent pas être verticales, mais inclinées suivant le même fruit que la petite face des piles.

Les bandeaux des têtes sont placés en saillie de 0^{m},03 à 0^{m},05 sur le nu des tympans.

Les piles culées ont l'avantage de permettre d'exécuter le travail par parties; elles ne sont pas indispensables à la stabilité et nous ne pensons pas qu'on doive en conserver l'usage

En ce qui touche la crainte de la propagation des vibrations, on s'en met à l'abri en ayant recours à des voûtes de décharge supportant au moins 0^{m},80 de hauteur de ballast.

L'emploi de la pierre de taille, des chaînes d'angle, des cordons horizontaux, doit être proscrit.

Lorsqu'on ne dispose que de mortiers ordinaires, on se sert de moellons arasés par assises bien horizontales, afin d'avoir une compression uniforme.

Mais, lorsqu'on a recours aux mortiers de ciment, qui donnent des piles monolithes, on ne s'astreint plus aux assises horizontales et on se sert de moellon brut.

Les viaducs à un seul étage s'emploient jusqu'à une hauteur de 45 à 50 mètres ; mais rien ne prouve qu'il serait impossible de les élever davantage.

6. **Viaduc de Morlaix.** — Le viaduc de Morlaix est le type du viaduc à deux étages; on en a établi plusieurs autres en France sur le même modèle.

Il a été établi sous la direction de MM. les ingénieurs Planchat et Fenoux. Les figures 7 et 8 de la planche XXVII, en donnent l'élévation générale et la coupe, et en voici la description que nous empruntons à la notice de l'Exposition de 1867 :

« Le viaduc sert au passage du chemin de fer de Rennes à Brest, dans la vallée où est bâtie la ville de Morlaix. L'ouvrage se développe à travers plusieurs rues de la ville, et franchit les quais du bassin à flot, au-dessus duquel les rails sont établis à une hauteur de 56^{m},75. La plus grande élévation du viaduc, depuis le rocher qui a reçu les fondations, jusqu'au niveau des rails, est de 62^{m},16. Sa longueur, mesurée sur les parapets, est de 292 mètres.

Dimensions essentielles. Description. — L'ouvrage est formé de deux étages: l'étage supérieur comprend 14 arches en plein cintre, de 15^{m},50 d'ouverture, ayant entre les têtes une largueur de 8^{m},55; elles sont portées par des piles formant contre-forts sur les tympans, et donnant, au niveau des rails, une baie d'évitement de 0^{m},50 de profondeur. L'épaisseur des piles, aux naissances, est de 4^{m},25.

Toutefois, pour se prémunir contre la propagation des vibrations au passage des trains, on a renforcé l'épaisseur de trois de ces piles qui ont 5 mètres aux naissances. Les voûtes extrêmes se perdent dans les talus des remblais, où elles sont reçues par des piles culées ayant 5^{m},50 d'épaisseur; on a annexé à ces

culées de petits murs en retour, de 3 mètres de longueur, dont l'effet est de terminer l'ouvrage d'une façon plus satisfaisante.

Aucun évidement n'a été ménagé dans les tympans. Ils ont été remplis par de la maçonnerie hydraulique. Des tirants noyés dans cette maçonnerie relient entre elles les deux têtes du viaduc.

Dans les voûtes, les voussoirs de douelle formant contre-clefs sont cramponnés deux à deux.

Le viaduc est recouvert d'une chape en bitume. Les écoulements d'eau ont été ménagés, aux clefs de voûtes, suivant l'axe du chemin de fer.

La hauteur minimum de ballast, sur l'axe des piles, est de $1^m,10$. La hauteur maximum, aux clefs de voûte est de $1^m,25$.

Les arceaux de l'étage inférieur ont 10 mètres de largeur entre les têtes. Ils sont au nombre de neuf. Les voûtes y sont couronnées par une plate-forme pavée, au niveau de laquelle les piles sont percées, suivant la direction de l'axe du chemin de fer, de baies en plein cintre de 2 mètres d'ouverture, destinées à donner un passage continu.

Dans le sens de l'axe du chemin de fer, les piles ont un fruit de $0^m,025$ par mètre à l'étage du haut, et de $0^m,045$ par mètre à l'étage du bas. Ces fruits sont respectivement de $0^m,08$ et de $0^m,10$ par mètre dans le sens perpendiculaire à l'axe du chemin.

Nature du sol. Système de construction. Matériaux. — Toutes les piles ont été établies directement sur le rocher, formé par un schiste bleu, bien résistant, se trouvant en moyenne à 6 mètres environ au-dessous du sol naturel. Le viaduc est entièrement construit en pierres; l'intérieur est en maçonnerie brute, le parement est exécuté en moellons piqués, à part les angles, les cordons, les plinthes, les archivoltes et les parapets qui sont en pierres de taille.

Les moellons piqués et les pierres de taille sont des granits, provenant pour la plupart des îles de la rade de Morlaix.

On a employé des moellons bruts granitiques de la même provenance dans les parties inférieures de l'ouvrage où les pressions sont les plus fortes. Dans les parties supérieures les moellons bruts employés sont des grès et des schistes bien choisis dans les tranchées du chemin de fer.

La chaux a été en général fabriquée sur place avec des calcaires hydrauliques provenant des carrières d'Échoisy, de Richebonne et de Marans.

Le cube total des maçonneries est de 65,830 mètres, répartis comme suit :

2,724 mètres cubes de pierres de taille; 8,400 mètres cubes de moellons piqués de parement et 56,706 mètres cubes de maçonneries de moellons avec mortier de chaux hydraulique.

Sur ces 56,706 mètres cubes, 3,942 mètres cubes des fondations ont été exécutés avec mortier de ciment de Portland.

Époque, durée et mode d'exécution des travaux. — Les maçonneries du viaduc ont été commencées dans le deuxième semestre de 1861, l'ouvrage a été terminé en octobre 1863. Le travail mensuel moyen a été d'environ 2,630 mètres cubes de maçonneries. Le plus grand cube produit pendant un mois a été de 5.000 mètres. Le nombre total des journées d'ouvriers de diverses sortes, pendant toute la durée du travail, a été de 448,563. Au moment de la plus grande activité des travaux, l'entrepreneur a employé 900 ouvriers, 3 machines à vapeur, 65 gabares pour approvisionnements, et un remorqueur à vapeur.

La position de l'ouvrage au milieu des maisons de la ville et le manque d'emplacement qui en résultait pour l'établissement d'échafaudages latéraux, ont

entraîné l'emploi d'un pont de service reposant sur les piles et s'élevant, à l'aide de verrins, au fur et à mesure de l'avancement des maçonneries. Ce pont de service consistait en une passerelle américaine en bois à deux planchers. Les matériaux arrivant au pied de l'ouvrage, étaient montés, sur le plancher supérieur de la passerelle, à l'aide de trois machines à vapeur placées au niveau des quais du port. Deux voies de fer établies sur ce plancher conduisaient les bourriquets de matériaux sous deux grues fixes, placées au-dessus de chaque pile et servant à descendre lesdits bourriquets.

Une chaîne sans fin, mue par l'une des machines à vapeur, montait les augets à mortier qui étaient distribués aux goujats, au niveau du plancher inférieur de la passerelle, par lequel se faisait le transport jusqu'aux écouloirs communiquant avec les caisses à mortier installées sur chaque pile. Cette même chaîne montait les arrosoirs destinés à donner à la pierre l'humidité nécessaire pour la bonne prise du mortier. Pour les parties les plus élevées du viaduc, le montage à la machine a été supprimé et le service s'est fait sur la passerelle par les deux coteaux.

Le chantier où les matériaux étaient déposés était situé en dehors de la ville et relié au viaduc par une voie de fer établie le long du quai de la rive gauche du bassin à flot. Les wagons transportant les pierres et le sable étaient traînés par des chevaux depuis le chantier jusqu'au viaduc.

Superficie. Pressions. — La superficie verticale de l'ouvrage, vides et pleins confondus, est de 14,565^{m},67 dont 5,954^{m},37 pour les pleins, et 8,611^{m}.30 pour les vides ; ces superficies sont mesurées des fondations au parapet. Le rapport des vides aux pleins est de 1,45. Le cube de maçonnerie, par mètre carré d'élévation, est de 4^{m},51. Les pressions par mètre carré, aux diverses sections des piles sont les suivantes :

Aux naissances supérieures. . . .	4.350 kilog.
Aux socles inférieurs.	7,500 —
Au niveau des fondations.	8,120 —

Dépenses. — La dépense d'exécution du viaduc s'est élevée à 2,502,905^{f},23 non compris 171,635^{f},23 pour divers travaux aux abords, ce qui correspond, pour le viaduc seul, à 171^{f},83 par mètre superficiel d'élévation (vides et pleins confondus) et à 38^{f},36 par mètre cube de maçonnerie.

Les dépenses se sont d'ailleurs réparties de la manière suivante par étage du viaduc :

Fondation.	283.220^{f} 02
1er étage.	810,781 73
2e étage.	1,408,[illegible]03 42
Total. . . .	2.502,90[illegible] 23 »

Le viaduc de Morlaix possède évidemment une massivité exagérée ; c'est un fort bel ouvrage, mais il aurait certainement gagné en élégance et en légèreté, si l'on avait diminué les dimensions des supports.

Il est certain que l'édifice se passerait fort bien du contreventement horizontal, en même temps qu'on pourrait augmenter de 5 à 6 mètres l'ouverture des voûtes.

Les trois cordons horizontaux que l'on remarque sur les piles à diverses hau-

teurs auraient pu être supprimés et leur suppression aurait en apparence allongé les piles dans le sens vertical.

Remarque. — Pour obtenir un effet satisfaisant avec un viaduc à deux étages, il faut donner un rapport convenable aux hauteurs des deux étages.

L'étage supérieur est plus élevé.

C'est une bonne proportion que d'adopter pour les hauteurs des étages le rapport de 3 à 5.

Soit une hauteur de 66 mètres à franchir; si l'on réserve 2 mètres au-dessus de la clef pour le voussoir et la plinthe, il reste 64 mètres, qui se subdivisent en un étage supérieur de 40 mètres et un étage inférieur de 24 mètres.

L'ouverture des arches supérieures sera prise égale à la moitié de la hauteur sous clef, soit 20 mètres, et le fruit des piles déterminera l'ouverture des arches inférieures.

7. **Viaducs à plusieurs étages.** — Pour les grandes hauteurs on a préféré souvent adopter plusieurs étages de voûte, ce qui a permis de réduire les dimensions des parties, a rendu la construction beaucoup plus facile et a permis d'opérer avec une grande rapidité.

Le plus connu en France est le viaduc de Chaumont sur la Suize, et en Allemagne celui qui a été construit sur la vallée du Goltzch.

Viaduc de Chaumont. — Le viaduc de Chaumont est représenté en élévation partielle et en coupe par la figure 1 de la planche XXIX.

Le rapport du vide au plein y est de $2^m,78$, et le cube de maçonnerie est par mètre carré d'élévation, fondations non comprises, de $2^m,39$.

Voici la description qui en est donnée dans la notice de l'exposition universelle de 1862 :

« Le viaduc de Chaumont sert aux lignes de Paris à Mulhouse et de Saint-Dizier à Gray, réunies sur ce point, à franchir la vallée de la Suize que la ligne de Paris à Mulhouse devait traverser en toutes circonstances. Il se trouve situé à un kilomètre au delà de l'origine du tronc commun et à 500 mètres en deçà de la gare du même nom.

Si l'on fait abstraction du garde-corps en fonte qui lui sert de couronnement, le viaduc de Chaumont est entièrement construit en maçonnerie.

Des piles-culées le divisent en dix travées de cinq arcades chacune. Les piles intermédiaires sont de simples supports, dont l'épaisseur moyenne ne dépasse pas 1/25 de la hauteur maxima du monument. Chaque arcade d'une travée se compose, dans la partie la plus élevée de l'édifice, d'une arche en plein cintre de 10 mètres d'ouverture, qui supporte la voie de fer sur une largeur de 8 mètres entre garde-corps, puis de deux étages intermédiaires formés d'arches de contreventement, ayant à la fois pour but de rompre les trépidations puissantes qui résultent toujours du passage du train et de donner appui aux piles-supports qui eussent été beaucoup trop minces sans cette précaution. En conséquence, ces arcs-boutants n'ont reçu que 3 mètres de largeur entre leurs tympans, au lieu de 8 mètres donnés aux grandes arches supérieures, disposition qui n'avait peut-être jamais été admise jusque-là d'une manière aussi fortement accusée.

D'ailleurs ces arcs-boutans dérivent simplement du plein cintre supérieur, en recoupant ses reins de part et d'autre sur $0^m,125$ de largeur pour l'étage moyen et sur $0^m,25$ pour l'étage inférieur. De sorte que les mêmes cintres ont pu servir du haut en bas de l'ouvrage.

Le viaduc entier a été établi suivant une rampe de $0^m,006$ par mètre que suivent les cordons, la plinthe, le garde-corps et les lignes des centres des trois

étages de voûtes. Les lignes des naissances de ces mêmes voûtes sont placées partout au même niveau que le centre de l'arche correspondante.

Dans le but de rendre la surveillance et la réparation du viaduc plus faciles, on a ménagé, à travers toutes les piles et au niveau des deux étages d'arcs-boutants, des portes en plein-cintre de $2^m,50$ de largeur et de 5 mètres de hauteur sous clef ; les arcs-boutants de l'étage inférieur, combinés avec les portes qui leur correspondent, ont permis de constituer un passage de piétons extrêmement utile d'un côté à l'autre de la vallée de la Suize. Un garde-corps très-léger, composé d'une lisse, de trois sous-lisses et de potelets en fer laminé a suffi pour atteindre ce but.

Enfin, le viaduc de Chaumont est à culées perdues, c'est-à-dire qu'il est tel qu'il résultait du type à hauteur maxima que nous venons de décrire, arasé à la partie supérieure suivant la rampe de $0^m,006$ du chemin de fer, mais en même temps recoupé à la base, suivant le relief naturel du sol. Ni murs en ailes, ni murs en retour ne le terminent à ses extrémités. Les remblais aux abords le contre-butent simplement en l'enveloppant par les talus de leur terre coulante.

Les autres particularités que présente le viaduc de Chaumont résultent des conditions dans lesquelles il a été exécuté.

L'emploi de la pierre de taille a été restreint à la formation des cordons généraux qui dessinent la partie supérieure de chaque étage des piles, à la formation des archivoltes des voûtes, ainsi que des consoles et de la plinthe du couronnement, c'est-à-dire à 1/19 seulement du cube total des maçonneries, ou bien à 3,000 mètres cubes en nombre rond.

Dans les assises inférieures, qui supportent un poids de plus de 7 kilogrammes par centimètre carré, le massif de remplissage se compose de maçonnerie de moellons smillés sur leurs lits, de même hauteur dans chacune des assises et qui paraîtraient en plan, comme assemblés sous forme de mosaïque grossière, mais à joints serrés et sans tolérance de cales dans les lits.

Au fur et à mesure que cette pression s'abaissait entre 7 et 5 kilogrammes, on a toléré des joints plus larges, deux assises régulières de remplissage pour une de parement, mais on a continué à proscrire toute cale dans les lits. Enfin, lorsque la pression décroissait au-dessous de 5 kilogrammes, les maçonneries s'exécutaient suivant les règles ordinaires d'une bonne et solide construction.

Ce travail considérable a été achevé en 14 mois par 350 maçons, aidés d'autant de manœuvres à peu près et par 1,800 carriers, tailleurs de pierre ou piqueurs de moellons, disséminés dans les carrières.

La dépense s'est élevée à la somme de 5,774,136 fr. 01 qui se décompose de la manière suivante :

Maçonnerie.	4,948,927f	38
Echafaudages, cintres, etc. . . .	494,000	»
Fonte pour garde-corps, etc. . . .	82,850	30
Dépenses diverses.	248,358	33

Viaduc du Goltzchthal. — Ce viaduc, représenté par la figure 2 de la planche XXIX, est établi sur la ligne allemande qui va de Leipzig à la frontière bavaroise.

Cette ligne rencontre deux vallées profondes, celles de la Gölztch et de l'Elster, qu'on était forcé de franchir la première à 80 mètres et la seconde à 70 mètres de hauteur.

On essaya bien de modifier le tracé pour éviter ces travaux gigantesques ; mais

on reconnut en somme que le tracé qui les contenait était le meilleur, et du reste on ne voulait pas sortir du territoire de la Saxe, ce qui ne laissait guère de latitude pour les variantes.

Voici la description du viaduc du Göltzch donnée par M. Couche dans les Annales des mines de 1854 :

« Ce viaduc a 579^m,25 de long et 80^m,10 de hauteur, y compris les parapets. Il devait se composer de quatre étages d'arcades, ayant respectivement 24^m,20 ; 20^m,40, 17^m,50 et 16^m,50 de hauteur, et des ouvertures croissant légèrement de bas en haut (de 11^m,87 à 11^m,05) pour suite du décroissement d'épaisseur des piliers.

Sur la foi des sondages, qui n'avaient pas été assez multipliés, on comptait que la profondeur à laquelle les fondations devaient descendre pour atteindre le terrain solide (grünstein) ne dépasserait nulle part 8 mètres à 8^m,50; mais pour une des piles cette profondeur atteignait le double, et pour une autre (la plus rapprochée du fond du thalweg), le triple de ce chiffre.

Cette révélation tardive, survenant quand l'ensemble des travaux de fondations était déjà fort avancé arrêta tout. Constaté, comme il aurait dû l'être, avant qu'on eût mis la main à l'œuvre ce fait eût conduit à remanier complétement le projet, à augmenter les ouvertures ; mais, engagés par les travaux déjà exécutés, les ingénieurs n'avaient que deux partis à prendre : persister, exécuter, coûte que coûte le projet; ou bien le modifier partiellement, seulement dans la région où le sol se dérobait pour ainsi dire.

C'est à ce dernier parti qu'on s'arrêta. On supprima la pile la plus suspecte; une seule voûte de 28^m,50 remplaça cette pile et les deux ouvertures de 11^m,87, et les deux piles voisines furent renforcées en conséquence.

Quant à la première pile mentionnée, on se résigna à pousser jusqu'à la profondeur de 16 mètres pour asseoir les fondations sur la roche, ce qui eût été excessivement dispendieux pour la seconde.

Des pilotis et une épaisse plate-forme en béton à large empatement, auraient sans doute créé dans la masse de schiste et d'argile qui recouvrait ici le rocher, un terrain artificiel d'une résistance proportionnée à l'énormité de la charge. Mais on ne voulait à aucun prix placer les piles dans des conditions de fondations différentes. On redoutait des tassements inégaux. Dans des circonstances ordinaires, l'importance attachée à un mode identique de fondation pour toutes les piles serait à bon droit taxée d'exagération; mais ici, en présence des proportions inusitées de la construction, c'était de la prudence bien entendue.

Il est difficile que des modifications profondes, introduites en cours d'exécution, n'altèrent pas gravement le caractère architectural d'un grand ouvrage. C'est ce qui arriva ici. En substituant à l'élévation adoptée, pour la région moyenne du viaduc, deux grandes voûtes superposées, on a rompu l'unité, la continuité des lignes, conditions éminemment favorables à l'aspect de ces gigantesques constructions. A côté des grandes voûtes les petites paraissent mesquines; le rapport du plein aux vides, de part et d'autre des ouvertures principales, semble exagéré. La modification apportée au projet primitif a été vivement critiquée; si l'on ne peut méconnaître la gravité des motifs qui l'ont provoquée, on ne saurait contester non plus la justesse de ces critiques.

Tel qu'il est cependant, le viaduc de Göltzch est un monument d'un effet très imposant, et non moins remarquable par le soin qui a présidé à tous les détails de l'exécution que par ses proportions hors ligne.

Sa masse est d'ailleurs réduite par un système d'évidements bien entendu. Les

voûtes des trois rangs inférieurs, de part et d'autre des grandes voûtes du milieu, ne sont pas continues, mais réduites à deux arceaux séparés par un intervalle égal à leur largeur commune. Les pieds-droits sont également percés de grandes baies suivant l'axe ; le fruit général est donné par des retraites au sommet de chaque étage. Ces retraites et les baies permettent de parcourir tout le viaduc au sommet du deuxième étage, — la continuité étant établie par l'extrados de la grande voûte du milieu, — et de saisir d'un coup-d'œil les détails de construction.

Les fondations sont en granite ainsi que les douelles de l'étage supérieur. Les retombées de toutes les voûtes, les soubassements des piles et culées, et les tablettes qui recouvrent les extrados et les retraites, sont en granite ou en grès de l'Elbe ; tout le reste est en briques du pays.

Le travail exécuté en régie, sous la direction de MM. Wilke et Dost, a coûté 8,500,000 fr.

Les bois des échafaudages, débités en traverses, ont été utilisés pour la pose des voies. »

Dans le viaduc de l'Elster qui fait suite au précédent, on a mis à profit l'expérience acquise et les critiques soulevées par le viaduc du Göltzch.

Le viaduc de l'Elster a 272 mètres de longueur, 69^m,50 de hauteur maximum, parapets compris, et est formé seulement de deux étages, hauts de 34^m,50 et 33^m,50 divisés en arcades de 28^m,30 d'ouverture.

Ce viaduc a plus de légèreté, de hardiesse et en quelque sorte un caractère plus moderne que celui du Göltzch. Il a coûté 3,880,000 francs.

On voit que ses proportions sont en complète opposition avec les rapports en usage dans les viaducs français à deux étages, et cependant l'effet est satisfaisant.

C'est qu'en effet le beau ne se met pas en formule ; lorsqu'on indique les proportions à donner à un ouvrage, on sait qu'en les adoptant on arrivera à quelque chose de bien ; mais rien ne prouve qu'une disposition toute différente ne donnera pas encore un effet meilleur.

Lorsque l'ingénieur est pressé, il n'a qu'à imiter les bons modèles ; mais, lorsqu'il veut créer une œuvre originale et qu'il a le courage de l'étudier avec persévérance, c'est un devoir pour lui de rechercher de nouvelles formes.

8. **Pont viaduc du Point-du-Jour.** — Le pont viaduc du Point-du-Jour, construit par MM. les ingénieurs Bassompierre et de Villiers du Terrage, est un pont ordinaire supportant un viaduc moins large que lui ; ce viaduc se prolonge au delà des rives de la Seine ; sur la rive droite, il s'appelle viaduc d'Auteuil et sur la rive gauche viaduc de Javel.

Nous avons décrit, dans le *Traité de l'Exécution des travaux*, les fondations du viaduc d'Auteuil et celles du pont sur la Seine. Nous ne reviendrons pas sur ce sujet.

La figure 4 de la planche XXIX donne une élévation partielle du pont viaduc sur la Seine.

Cet ouvrage, dit la *Notice de l'Exposition universelle de* 1867, se compose d'un pont ordinaire pour la circulation des voitures et des piétons, à la hauteur des quais projetés pour les deux rives de la Seine encore à l'état de sol naturel dans cette partie de la capitale, et d'un viaduc placé dans l'axe du pont, portant le chemin de fer de ceinture à un niveau supérieur de 10 mètres environ à celui des chaussées des voitures.

La largeur totale entre les têtes du pont est de 31 mètres qui se décomposent ainsi :

2 parapets.	1m,00
2 trottoirs attenant aux parapets de 2m,25.	4m,50
2 chaussées en asphalte comprimé de 7m,25.	14m,50
Trottoir central correspondant au viaduc du chemin de fer.	11m,00
Total.	31m,00

Le pont viaduc est horizontal; cette disposition était commandée par l'aspect monumental qu'on devait attendre des dimensions exceptionnelles de cet ouvrage.

Le pont se compose de cinq arches elliptiques égales, dont le grand axe horizontal est de 30m,25.

La flèche ou demi-axe vertical est de 9 mètres.

La naissance des voûtes est à 0m,50 au-dessus du socle qui correspond à l'étiage conventionnel de la Seine, en ce point du fleuve.

La longueur du pont est de 174m,85, décomposée comme il suit :

5 arches de 30m,25.	151m,25
4 piles de 4m,72 aux naissances.	18m,88
2 demi piles attenant aux culées.	4m,72
Total égal. .	174m,85

Le viaduc portant le chemin de fer se compose de trente et une arches en plein-cintre de 4m,80 chacune.

A chaque grande arche du pont correspondent six arches du viaduc.

Le viaduc est terminé, à chaque extrémité, par une arche en arc de cercle de 20 mètres d'ouverture, pour le passage des quais projetés sur chaque rive.

Les piles du viaduc ont été descendues jusqu'à l'extrados des grandes arches, et ont été reliées entre elles par de petites voûtes en briques creuses affleurant le niveau des chaussées du pont.

La partie saillante des piles au-dessus du pont des voitures est de 5m,33, leur épaisseur aux naissances des voûtes en plein cintre est de 1m,028; ces piles ont été percées de deux baies de 4m,73 de hauteur sous clef et de même ouverture (2m,25) que celles du viaduc d'Auteuil.

Le montage du viaduc a été d'une grande simplicité et sans difficultés, les parties latérales du pont facilitant singulièrement l'approche des matériaux au pied de chaque pile.

Les tympans du viaduc ont été autant évidés que possible, sans compromettre la solidité de l'assiette du chemin de fer.

L'écoulement des eaux superficielles a été entièrement dissimulé à l'intérieur des piles du viaduc.

Les arches de 20 mètres destinées au passage des quais sur chaque rive ont été construites en dernier, de manière à augmenter la résistance propre de leurs culées de celle des viaducs à la suite.

Les voûtes ont été montées sur des cintres retroussés par suite de l'impossibilité de prendre des points d'appui intermédiaires.

Les grandes arches elliptiques du pont et les voûtes d'évidement intérieur sont maçonnées en meulière et mortier de ciment de Portland; tous les matériaux proviennent des carrières de Château-Landon (Seine-et-Marne).

Les parapets à jour du pont ont été seuls exécutés en pierre de Saint-Ylie (Jura), provenant des carrières de M. de Tinseau, qui a été chargé de la taille et de la pose de ces parapets.

Les motifs de décoration des tympans du pont ont été sculptés sur pierre de Chérence (Seine-et-Oise), par M. Lafontaine.

Les travaux ont commencé le 15 juillet 1863, les fondations ont été terminées dans la même campagne, les grandes arches et les tympans ont été exécutés dans la campagne 1864 ; la circulation a été livrée aux voitures et aux piétons le 15 juillet 1865. A la fin de la même année, le viaduc du chemin de fer était entièrement terminé.

Remarque sur les pressions transmises aux piles de viaducs. — On a vu que tous les constructeurs de viaducs se préoccupaient de l'influence que le passage des trains exerçait sur la pression transmise aux piles.

Au point de vue statique, on peut se rendre compte de cette influence de la manière suivante :

Soit deux demi-voûtes voisines d'un viaduc (figure 3, planche XXIX) et (*ab*) le sommet horizontal de la pile.

Lorsqu'il n'y a pas de surcharge, les deux poussées horizontales sur les clefs (*cf*) et (*gd*) s'équilibrent, et la pression transmise à la pile se réduit au poids P de toute la partie supérieure à (*ab*), ledit poids appliqué au milieu de (*ab*).

Sur un pont ordinaire, le poids fixe P est bien supérieur à toutes les surcharges dues à la circulation, et on ne s'inquiète pas de celles-ci.

Mais, pour un viaduc, la masse des trains peut devenir comparable à la masse des maçonneries, et on a l'habitude d'éprouver les viaducs métalliques au moyen d'une charge de 4000 kilogrammes par mètre courant de voie. Dans le cas qui nous occupe, supposons l'arche de gauche surchargée de 4000 kilogrammes par mètre courant de voie, tandis que l'arche de droite est libre.

La surcharge donnera d'abord un poids vertical p, appliqué au milieu de *ef*, et facile à calculer, et en outre une poussée horizontale supplémentaire q, qui ne sera pas équilibrée à droite.

Cette poussée supplémentaire (q) se calculera rapidement par la formule de Navier,

$$q = \text{R.F},$$

dans laquelle R est le rayon de l'intrados à la clef, c'est-à-dire le rayon du plein cintre d'intrados, et F est le poids de la surcharge appliquée sur un mètre carré de la voûte à la clef.

Nous avons donc à composer deux forces verticales et une force horizontale. Les deux forces verticales p et P ont une résultante R, et celle-ci, combinée avec q par le parallélogramme des forces, donne en grandeur et en direction la résultante des forces agissant sur l'assise (*ab*).

Cette résultante est appliquée au point t, et la pression n'est pas uniformément répartie sur (*ab*); elle est maxima au point (*b*), et on en obtiendra la valeur par les formules que nous avons développées dans la partie théorique. On verra si cette valeur dépasse la limite admissible dans la pratique, eu égard aux matériaux dont on dispose.

Connaissant le point t, on sait qu'il appartient à la courbe des pressions; on pourra en déterminer un autre point sur une assise ($a'b'$) et construire entièrement la courbe des pressions.

Si l'on fait le calcul précédent pour les viaducs ci-après, on trouve pour la valeur des pressions maxima :

Viaduc de Chaumont (base du pied-droit de l'arcade supérieure).....	20k,48
— Dinan (base du socle)....................	18k.20
— L'Aulne (base du socle)....................	13k,96
— Comelle (pied du fût)....................	11k,91
— Morlaix (base du pied-droit de l'étage supérieur........	11k,03

Ce que nous avons dit sur l'excès de massivité du viaduc de Morlaix se vérifie donc ici.

Les calculs précédents peuvent donner des indications précieuses, mais il ne faut pas leur accorder une confiance absolue, car ils ne tiennent pas compte de l'influence des charges en mouvement et de la superposition des vibrations transmises.

Cependant, il faut remarquer aussi que l'excès de poussée horizontale d'une voûte sur sa voisine ne se transmet pas tout entier à la pile; mais que cet excès se transmet aussi en partie aux voûtes suivantes, surtout lorsque les tympans sont évidés et garnis de petites voûtes longitudinales bien construites.

PONTS BIAIS.

L'usage des ponts biais s'est beaucoup développé depuis l'apparition des chemins de fer, dont la voie est trop rigide pour pouvoir être pliée normalement à tous les cours d'eau qu'elle rencontre, comme on le ferait pour une route.

La construction des ponts biais est une affaire d'appareil : si l'on ne craint pas d'employer des matériaux d'épaisseur inégale, on a recours à l'appareil orthogonal; si l'on veut, au contraire, se servir de matériaux d'épaisseur uniforme, de briques par exemple, on a recours à l'appareil hélicoïdal.

Nous avons expliqué avec détails les deux appareils dans notre *Traité de la coupe des pierres*, et nous ne reviendrons pas sur ce sujet, facile à traiter avec des épures simples de géométrie descriptive.

On trouvera, dans les *Annales des ponts et chaussées*, de nombreux Mémoires sur les voûtes biaises; beaucoup renferment des théorèmes géométriques et des calculs fort intéressants, mais peu utiles dans la pratique.

Voici la nomenclature de ces mémoires, que le lecteur pourra consulter avec fruit :

Annales des ponts et chaussées, mai et juin 1839. Mémoire de M. l'ingénieur Lefort, dans lequel on trouve les formules des courbes de joint.

Annales des ponts et chaussées, juillet et août 1851. Mémoire remarquable de M. l'ingénieur de la Gournerie sur les propriétés géométriques des appareils orthogonal et hélicoïdal.

Annales des ponts et chaussées, juillet et août 1852. Mémoire de M. l'ingénieur Graeff. Équations des courbes. Détails de construction.

Annales des ponts et chaussées, mars et avril 1854. Description de l'appareil cycloïdal, par M. l'ingénieur Hachette, qui cherche à se rapprocher de la sim-

plicité d'appareil de l'ancien biais passé ou corne de vache. L'appareil cycloïdal n'a guère été employé.

Annales des ponts et chaussées, juillet et août 1854. Note de M. l'ingénieur Lefort.

Annales des ponts et chaussées, mars et avril 1855. M. l'ingénieur Morandière indique une méthode pratique pour tracer sur le cintre même les têtes et les courbes orthogonales; les panneaux pour la taille des douelles et des têtes sont relevés sur les cintres.

Annales des ponts et chaussées, janvier et février 1856. Mémoire dans lequel M. l'ingénieur Leblanc étudie la stabilité des voûtes biaises.

Annales des ponts et chaussées, 1er semestre 1861. M. l'ingénieur Lucas expose un nouvel appareil de voûte biaise applicable aux biais très-prononcés.

En résumé, il faut éviter les ponts biais toutes les fois qu'ils ne sont pas nécessaires; pour des cours d'eau importants, on arrivera toujours à les éviter ou du moins à ne leur donner qu'un biais peu prononcé. Mais, sur les petits cours d'eau, on a des biais souvent fort prononcés; les poutres métalliques sont très-commodes pour franchir ces passages. Lorsqu'on n'a pas recours au métal, l'appareil hélicoïdal avec maçonnerie de briques est très-commode aussi. L'emploi des mortiers de ciment sur tout ou partie de la voûte permet du reste de faire à peu près ce que l'on veut.

Il ne faut point s'attacher, dans les ponts biais, à la précision géométrique de l'appareil; on se contentera d'une épure faite à assez grande échelle, dont on reportera sur le cintre les résultats numériques, à moins qu'on ne préfère tracer directement l'épure sur le cintre et ne tailler les voussoirs qu'après que le cintre est monté. Lorsque l'on a des têtes en pierres de taille accolées à de la maçonnerie de briques ou à de la maçonnerie de remplissage, on fera bien de relier ces têtes par trois tirants en fer avec ancres noyés dans les voussoirs de tête.

Passages biais avec arcs droits. — Lorsque le biais d'un passage atteint une amplitude notable, la construction devient assez difficile et l'on peut craindre pour la stabilité de l'ouvrage. Autrefois, on s'en tirait en faisant un pont droit d'une longueur de douelle égale à la plus grande dimension du passage à recouvrir, de sorte qu'en plan il restait en dehors de la voie deux passages triangulaires inutiles et de plus disgracieux.

M. l'ingénieur Boucher eut l'idée, en 1847, de recouvrir un passage biais avec une série d'arcs droits, figures 1, 2, 3, 4, 5, planche XXX.

Le chemin de fer de l'Ouest traverse la route nationale n° 10, à Chartres, sous un biais de 36°; on avait songé d'abord à recouvrir le passage par des arcs en fonte parallèles aux têtes, puis on eut l'idée de substituer aux arcs en fonte des arcs en maçonnerie réunis à leur partie supérieure par de petites voûtes minces.

Les culées ont leurs pieds-droits parallèles au biais, mais les angles aigus sont abattus par un petit pan coupé; les pieds-droits sont terminés à 3^{m},20 au-dessus du pavage par un cordon en pierre de taille.

Le pont est formé de six petites voûtes droites AB, CD, EF....., placées comme des arcs métalliques sous chaque tête et sous chaque rail; ces voûtes ont 0^{m},80 de longueur et sont séparées par des vides de 0^{m},70, sauf au milieu où le vide est de 1^{m},06; leur courbe de tête est une anse de panier à cinq centres de 16^{m},20 d'ouverture et de 5 mètres de montée.

L'archivolte de tête est appareillée par un extrados parallèle, les archivoltes Les arcs intérieurs sont appareillés par carreaux et boutisses.

Les vides sont recouverts par des voûtes de remplissage dont la figure 5 donne l'intrados et la coupe, et ces voûtes sont aussi appareillées comme des voûtes droites.

Les voûtes de remplissage peuvent être très-légères; c'est un simple contreventement.

M. l'ingénieur Chastellier a construit, sur un bras de la Garonne, à Toulouse, une arche biaise de 45°, dans un système identique au précédent: cette arche est en arc de cercle de 24 mètres d'ouverture et de 4 mètres de flèche, supportée par des pieds-droits de 3^{m},46 au-dessus des banquettes de halage. Elle se compose de neuf arcs droits de 1 mètre de longueur de douelle, séparés par huit intervalles vides de 0^{m},80. Les arcs de tête sont en pierre de taille; les arcs intermédiaires, ainsi que les voûtes minces de remplissage, sont en briques.

On reproche à ce système de donner trop de parement vu, et, par suite, d'être coûteux, mais il n'est pas besoin de traiter avec luxe le parement vu des arcs intermédiaires, et, d'un autre côté, la dépense supplémentaire est balancée par l'économie de maçonnerie.

Le système est surtout excellent, lorsqu'on dispose de briques à bon marché.

Il a même été appliqué à des ponts droits, qu'on a formé d'arcs réunis par des voûtes minces, ou même par des dalles, comme nous l'avons indiqué sur le projet de petit pont en briques de 6 mètres d'ouverture. Nous-même, en ce moment, sous les ordres de M. l'ingénieur en chef Degrand, construisons sur la Seine un pont formé de deux arcs en maçonnerie de ciment, de chacun 2^{m},25 de large, séparés par un vide de 1^{m},75 que recouvre une petite voûte longitudinale; les arcs ont 33 mètres d'ouverture.

Nous signalerons encore une modification importante de l'application des arcs droits aux ponts biais; c'est celle qui a été adoptée par MM. les ingénieurs Krantz, Partiot et Duval pour le pont biais de cinq arches construit sur la Vézère, aux Eyzies (Tarn).

« Le moyen le plus simple de construire une arche très-biaise, dit M. Partiot, celui qui s'offre le premier à l'esprit, consiste à faire une série d'arcs droits en pierre, indépendants les uns des autres et reliés entre eux par une maçonnerie de remplissage. Ces arcs sont autant de petites voûtes droites qu'il est facile de construire. Ils forment comme des poutres en pierre de taille, qui composent comme la partie essentielle du pont et qui en portent toute la structure. Ce genre de voûte a l'inconvénient de présenter une surface à redans, d'un aspect peu agréable à l'œil. Mais si l'on coupe les parties saillantes des arcs en pierre de taille par la surface générale de la douelle d'intrados, on obtient une voûte qui a les mêmes avantages, mais qui présente une forme continue. Les arcs paraissent alors sur l'intrados comme des chaînes ordinaires en pierre de taille et relient entre elles les différentes portions des maçonneries intermédiaires. C'est cette idée si simple qui a été réalisée au pont des Eyzies. »

CHAPITRE V

GÉNÉRALITÉS SUR LES ÉLÉMENTS DES PONTS ET SUR LEUR CONSTRUCTION. DÉCINTREMENT

GÉNÉRALITÉS SUR LES ÉLÉMENTS DES PONTS.

Grâce aux nombreux exemples que nous venons de donner, notre tâche est maintenant bien facile. Nous n'avons plus qu'à faire une énumération et une critique rapide des éléments des ponts, en indiquant les divers systèmes, leurs avantages et leurs inconvénients.

Fondation. — Nous n'avions rien à dire ici des fondations ; la question a été traitée avec tous ses détails dans le cours d'Exécution des travaux. La science des fondations s'applique à tous les ouvrages d'art, le choix à faire entre les divers systèmes ne dépend que de la nature du sol et non de l'ouvrage à supporter.

Ce que nous recommanderons surtout c'est, avant d'étudier un projet, de relever un profil exact à l'emplacement que le pont doit occuper, et de s'assurer, par des sondages faits avec le plus de soin possibie, de la nature des terrains traversés et de leur épaisseur.

Cette opération des sondages est très-délicate ; si on la fait faire par des gens inexpérimentés, ou avec des appareils imparfaits, on court grand risque de se tromper; généralement, on trouvera le terrain solide, le rocher, plus haut qu'il n'est placé en réalité et il en résultera des mécomptes lors de l'exécution.

Nous avons vu que cette circonstance s'était présentée pour le viaduc de la vallée du Göltzch et qu'elle avait entraîné des modifications profondes dans l'élévation projetée.

Lors donc qu'il s'agira d'un travail important et que le terrain solide ne se trouvera qu'à plusieurs mètres de profondeur, on devra, si l'on ne dispose point d'appareils convenables, faire exécuter les sondages par des hommes spéciaux, en qui on peut avoir une absolue confiance. C'est une dépense supplémentaire qui évite tout mécompte pour l'avenir.

Les sondages doivent être assez rapprochés pour qu'on puisse admettre la continuité des assises géologiques entre deux sondages voisins ; dans des vallées étroites, et dans certains terrains, on est exposé à rencontrer des variations brusques de profondeur. On fera bien, dans ce cas, après un premier sondage sur lequel on a dressé le projet, d'en exécuter un autre à l'emplacement même des piles.

Piles — Les dimensions des piles ont été considérablement réduites : comme

elles sont uniquement soumises à des charges verticales, on peut toujours en calculer la section de telle sorte que la pression par unité de surface ne dépasse pas une limite donnée.

Une considération importante est celle de la forme qu'il convient d'adopter en plan pour les avant et arrière-becs.

Ces appendices doivent être profilés de manière à contrarier le moins possible le cours des eaux ; ils jouent le même rôle que la proue et la poupe des navires, et retardent d'autant moins l'écoulement qu'ils sont plus effilés.

Les seules expériences que l'on connaisse sur l'influence qu'exerce la forme des piles sont celles de Gauthey, que représentent les figures de la planche XXXI.

Il a placé dans un canal, parcouru par une eau d'une vitesse supérieure à 3 mètres, de petites piles de section variable et il a relevé les profils en travers que le courant affectait sur les diverses faces de la pile.

Si l'on termine l'avant-bec par une face verticale dans le plan des têtes du pont, il se forme sur cet avant-bec un bourrelet circulaire saillant, d'où résulte un courant vertical affouillant la face amont de la pile ; sur les faces latérales se formaient des ondulations et des remous d'eau tranquille, et la surface d'écoulement se trouvait sensiblement réduite.

Avec un avant-bec formé de deux arcs circulaires concaves les courants latéraux s'accusent davantage encore, bien que le bourrelet saillant le long de l'avant-bec perde de son intensité ; cette forme est détestable.

Avec un avant bec formé de deux arcs convexes, les eaux se relèvent en panache sur la face amont, et les courants latéraux existent toujours, mais au lieu de diverger comme dans le premier cas, ils tendent à se mettre parallèles.

L'avant-bec demi-circulaire produit un effet analogue avec une tendance à la divergence pour les courants latéraux.

Si l'on termine la pile par un angle droit, les eaux se relèvent en panache le long de l'avant-bec, et les courants latéraux occupent un large espace.

Le triangle équilatéral donne un effet analogue réduit.

La forme de pile en fuseau est de beaucoup préférable.

Lorsque les naissances des voûtes sont noyées, le courant rencontre sur une certaine hauteur la face plane des têtes et se trouve rejeté, ce qui rétrécit la section d'écoulement.

En somme, aujourd'hui la question de la forme des piles a bien moins d'importance qu'autrefois, car on a augmenté l'ouverture des arches en réduisant considérablement la largeur des piles, et la section d'écoulement est toujours rétrécie d'une faible quantité.

La forme de l'arrière-bec a moins d'importance ; il y a toujours une certaine zone triangulaire où les eaux restent tournoyantes derrière la pile ; elles offrent en cet endroit un remous plus ou moins accusé.

L'habitude générale aujourd'hui est d'adopter pour les avant et arrière-becs la forme demi-circulaire.

Cependant nous pensons qu'on a abandonné à tort les formes triangulaires ou plutôt ogivales, qui sont plus élégantes que le demi cercle et plus rationnelles ; rien ne s'oppose à ce qu'on les fasse revivre. La planche XXXI en représente deux types qui ne sont pas d'un mauvais effet.

Lorsqu'on a à craindre l'accumulation des glaces ou le passage de corps flottants, il faut éviter de donner à l'avant-bec un angle trop aigu ou le remplacer par un pan coupé.

Nous avons vu que l'on transformait quelquefois les avant et arrière-becs en

véritables tours; c'est ce qu'on a fait au pont de la Concorde et au pont de la Bidassoa, dans un but purement décoratif.

Au pont Louis-Philippe, à Paris, M. Feline Romany a appliqué un profil d'avant-bec, représenté par la figure 1 de la planche XXXII; au lieu d'avoir un tronc de cône, on a une surface de révolution engendrée par la rotation d'un profil concave, renflé vers le bas, de manière à imiter un tronc d'arbre. Cette disposition aurait pour effet de donner plus de vigueur à la construction, si, la plupart du temps, les parties basses n'étaient noyées par les eaux, et, comme la concavité est peu accusée dans les parties hautes, elle passe inaperçue. Nous pensons que cette forme luxueuse et coûteuse n'est pas à imiter dans les cas ordinaires.

Nous en dirons autant de la pile du pont de Wellesley à Limerick, que représente la figure 2 de la planche XXXII; les faces de cette pile sont courbes et sont le prolongement tangentiel de la douelle de la voûte qui est appareillée en forme d'entonnoir, c'est-à-dire avec une forme évasée dont la section minima est au milieu de la voûte.

Les parements des piles doivent être lisses de manière à ne point faire obstacle à l'écoulement; ils doivent en outre être assez solides pour résister aux chocs accidentels. Aussi les fait-on souvent en pierres de taille; mais il suffit, suivant nous, de recourir aux moellons piqués.

Généralement les voussoirs des têtes se retournent sur les avant-becs de manière à rendre ceux-ci bien solidaires des voûtes. Cependant, nous pensons que l'on peut éviter cette sujétion et faire un joint continu à la rencontre des avant-becs et des têtes du pont, pourvu qu'on établisse la liaison à la base par un socle, en haut par le couronnement et à l'intérieur par de gros moellons posés en boutisses. L'emploi des mortiers de ciment rend cette solution très-facile.

Le couronnement se pose généralement au niveau des plus hautes eaux navigables; cependant il n'y a pas de règle fixe à ce sujet; il est convenable d'arrêter l'extrados à une des principales lignes du couronnement et de tracer cet extrados en conséquence.

On ne doit pas s'astreindre à avoir sur les avant-becs des hauteurs d'assises absolument égales; il suffit que la variation ne soit pas trop forte d'une assise à l'autre, l'égalité est du reste impossible à obtenir lorsque les voussoirs des bandeaux se retournent sur les avant-becs.

Le couronnement des piles doit être traité avec vigueur; presque toujours, dans la décoration des ponts, c'est par la maigreur que l'on pèche. Il faut donc, non pas multiplier les moulures, mais les accuser énergiquement en hauteur et en saillie.

Quelques ingénieurs reproduisent sur les piles le motif de la corniche ou plinthe, en y mettant même les consoles ou modillons lorsqu'il en existe sous la plinthe; ce système n'a pas prévalu bien qu'il puisse conduire à un bon effet décoratif.

L'habitude est de terminer les piles par un cône renversé à arêtes peu inclinées sur l'horizon; cependant, lorsqu'on prolonge les piles jusqu'au sommet du pont, on accuse mieux l'ossature pour le spectateur qui regarde le pont de loin comme pour celui qui le parcourt, et on peut tirer bon parti de cette manière de faire pour disposer latéralement à la chaussée des refuges, des bancs, des motifs d'ornement, des becs de gaz. Mais il est évident que c'est là une cause de dépense supplémentaire, qu'il ne faut admettre que dans des circonstances spéciales.

Dans les exemples que nous avons donnés, on trouvera des profils de couronnements de piles; la figure 3 de la planche XXXII représente le couronnement des

piles du pont de Vernon-sur-Seine, couronnement dont l'effet est très-satisfaisant, et a figure 4 représente le couronnement plus simple du viaduc du Guetin.

Le cône qui termine le chapeau des piles est toujours appareillé en pierres de taille; pour éviter dans ces pierres les angles trop aigus, on les appareille quelquefois par redans et refouillements, mais cette disposition a l'inconvénient de faire perdre de la pierre et lorsqu'on le peut, il faut l'éviter, et exécuter le demi-cône en un seul morceau ou en deux morceaux.

Appareil de bandeaux. — Trois systèmes sont en usage pour l'appareil des bandeaux : 1° on les appareille par redans, et cette forme convient surtout aux arcs de cercle surbaissés; on doit s'arranger de manière à avoir des hauteurs de redans peu différentes : le raccordement des assises des tympans avec les bandeaux des têtes est très-facile, et les moellons des tympans conservent leur forme carrée; 2° on limite les bandeaux à une courbe parallèle à l'intrados, de sorte que tous les voussoirs sont égaux entre eux; c'est un avantage pour la construction; mais il y a un inconvénient, c'est que les assises horizontales des tympans rencontrent l'extrados obliquement, et qu'il faut recouper sous un angle différent chaque moellon touchant à l'extrados. En somme, cet inconvénient est peu de chose, et l'effet n'est pas sensible, si l'on a soin de placer les tympans en retraite de quelques centimètres sur les bandeaux; il y a du reste tendance à n'employer pour les tympans que des matériaux de petite dimension, et c'est peu de chose que de les recouper sur le tas; 3° on limite les bandeaux à un extrados non parallèle à l'intrados, de manière à faire croître la longueur de clef des voussoirs depuis la clef jusqu'aux naissances; c'est la forme la plus rationnelle lorsqu'on tient compte de la résistance des mortiers, puisqu'elle se rapproche des solides d'égale résistance, et c'est elle qui produit l'effet le plus satisfaisant; elle exige un panneau spécial pour chaque voussoir et est affectée du même inconvénient que l'extrados parallèle en ce qui touche le raccord avec les tympans.

Les joints des voussoirs sont accusés par des refends; cette disposition qui donne de l'énergie aux bandeaux est en outre favorable à la conservation de l'édifice; elle empêche les pressions de se porter sur les arêtes des voussoirs et de déterminer des épaufrures.

C'est une bonne précaution de relier par des tirants en fer deux bandeaux opposés construits en pierre de taille, lorsque l'intervalle est rempli en moellons et qu'on se sert de mortier ordinaire; en effet, au décintrement, les compressions sont inégales et les têtes ont tendance à se séparer du corps de douelle. Avec du mortier de ciment, on a une maçonnerie monolithe et la précaution précédente perd toute son utilité.

Mais, lorsqu'on a recours à du mortier de ciment, les pierres de taille deviennent partout inutiles et l'on peut bien employer sur les têtes tout simplement du moellon piqué en ayant soin de découper les joints. C'est une économie notable en même temps que l'exécution est plus facile.

Généralement, les bandeaux des ponts sont plans, non décorés de moulures; cependant, les bandeaux ou archivoltes moulurés ont été adoptés dans quelques circonstances où l'on voulait une ornementation soignée; nous en avons vu un exemple au pont de Munich et au pont de la Trinité à Florence; la figure 5, planche XXXII représente la coupe du parapet, de la plinthe et de l'archivolte de ce dernier ouvrage.

Tympans. — Les tympans ne servent qu'à remplir les vides entre les voûtes; c'est une partie accessoire de l'ouvrage, elle doit donc être traitée avec moins de vigueur et de luxe. Généralement les tympans se garnissent en moellons pi-

qués ou en briques. On obtient aussi un excellent effet avec ce qu'on appelle la mosaïque (*opus incertum*), c'est-à-dire, avec un parement composé de moellons à tête polygonale quelconque. Nous avons vu qu'au pont de Pau, on avait tiré très-bon parti des galets du Gave pour la décoration des tympans.

Lorsque les piles sont assez larges pour supporter, outre les voûtes, des tympans pleins, on peut remblayer ceux-ci entre leurs murs de tête ; on se sert à cet effet, soit de bonne terre franche bien pilonnée, et alors on applique la chape sur l'extrados des voûtes, soit de béton de sable ou mortier très-maigre, qui forme une masse compacte et incompressible sur laquelle la chape est appliquée.

Aujourd'hui, presque toujours, on évide les tympans à l'intérieur, soit par des voûtes transversales, soit par des voûtes longitudinales. Dans ce cas, il est conforme aux principes de l'architecture d'accuser à l'extérieur le vide intérieur.

La chose est facile avec des voûtes transversales, il suffit de leur faire percer les têtes et de les laisser à jour sur les tympans.

Avec des voûtes longitudinales on ne peut en faire ressortir la disposition, mais on peut au moins en indiquer le vide au moyen d'un œil-de-bœuf ménagé dans les tympans.

Chape. — Le massif des maçonneries des voûtes est recouvert d'ordinaire d'un manteau protecteur ou chape. Tous les mortiers sont perméables et livrent passage aux eaux d'infiltration ; cette circonstance s'accuse nettement par des taches d'humidité ou même par des taches blanches provenant de la chaux entraînée, lesquelles taches se montrent sur les douelles des voûtes.

A dire vrai, une voûte peut être très-perméable et laisser passer beaucoup d'eau sans perdre de sa solidité ; l'eau finit par se créer des conduits spéciaux, et la maçonnerie, quoique perforée, n'en résiste pas moins.

Mais il est évident qu'il est préférable d'éviter cet effet et de recevoir les eaux d'infiltration sur une chape dont les pentes sont disposées de manière à aboutir à des gargouilles ménagées, soit au sommet des voûtes, soit dans le massif des piles.

Plusieurs systèmes de chape sont en usage :

Le plus simple consiste en une chape de bon mortier hydraulique, de $0^m,08$; on l'exécute en deux couches égales, bien battues et comprimées avec une planche fixée au bout d'un manche, ou bien encore avec la savate dont on se sert pour les étanchements des canaux.

Un autre système de chape se compose d'une couche de béton maigre de $0^m,10$ d'épaisseur, recouverte d'une couche de mortier de $0^m,02$ seulement.

Souvent on se contente d'une chape en mortier de ciment de $0^m,02$ à $0^m,03$ d'épaisseur, et on en lisse la surface avec soin, en veillant à ce que les divers morceaux soient bien soudés entre eux.

Enfin, la chape mixte en mortier et asphalte est considérée comme la meilleure ; sur une couche de mortier de $0^m,02$ à $0^m,03$ on pose une couche en asphalte de $0^m,015$.

Le grand avantage de l'asphalte est de jouir d'une certaine élasticité qui permet aux maçonneries de prendre quelques mouvements sans déchirer la chape ; au contraire, les chapes en mortier se fissurent au moindre mouvement et ne possèdent qu'une imperméabilité relative.

Dans une grande ville, où l'asphalte est facile à réparer, le plus simple est de placer la chape à la surface même de la chaussée et de construire une chaussée

en asphalte ; on peut alors se contenter d'une chape mince en mortier ordinaire placée sur les voûtes.

Lorsqu'on a des tassements à craindre, la chape d'asphalte est ce qu'il y a de mieux ; suivant M. Graeff, il faut alors interposer entre la couche de mortier et la couche d'asphalte une assise de papier d'emballage, avec lequel l'asphalte ne prend pas d'adhérence ; la chape peut alors suivre les petits mouvements des maçonneries.

Pour les ponts, la chape en mortier bien faite est suffisante. On ne saurait trop recommander de relever la chape sur les bords et de bien la souder avec les pierres du couronnement ; car, sans cela, les infiltrations se produisent par les bords et on s'en aperçoit bien sur les douelles des voûtes.

La chape en asphalte, particulièrement, se soude mal aux maçonneries, et il convient d'en loger les bords dans un refouillement qu'on pratique dans la pierre.

Plinthe et parapet. — Les observations que nous avons émises au sujet du couronnement des piles sont vraies aussi pour la plinthe ou corniche.

On ne doit pas chercher à y multiplier les moulures, mais il convient de les accuser énergiquement en hauteur et en saillie.

Cette remarque s'applique surtout aux viaducs élevés ; pour que la plinthe produise bon effet en exécution, elle doit paraître trop forte sur les dessins, car cette plinthe est destinée à être vue à grande distance et de bas en haut.

On rencontre fréquemment des plinthes soutenues par des consoles ou modillons : c'est un bon motif de décoration qui, en outre, a l'avantage de permettre de placer la plinthe et le parapet en encorbellement.

Le parapet d'un pont de pierre doit être en pierre ; c'est la règle générale. Si les tympans sont à jour ou si l'on veut donner une apparence de luxe, on aura recours à un parapet à jour formé de balustres ou simplement à un parapet en briques dans lequel on peut ménager des évidements de diverses formes.

En tout cas, il convient d'indiquer sur le parapet la clef des voûtes et l'axe des piles par des dés ou bahuts en pierre d'une ornementation plus soignée.

Le garde-corps métallique est bien grêle sur un pont en pierre, surtout le garde-corps en tôle. Il a l'avantage de prendre peu de place, et, si on le met en encorbellement, il permet de réduire d'une manière sensible la largeur de l'ouvrage. C'est là un avantage sérieux : on devra donc, dans les petits ponts et dans les ponts d'un système économique, adopter un modèle simple de garde-corps en fer.

Le garde-corps en fonte prend facilement l'aspect de parapet en pierre ; le rapport du vide au plein peut y être assez élevé, surtout si l'on évide la fonte par des oves allongés. Recouverte de peinture grise, la fonte prend une teinte analogue à celle de pierre et les apparences sont sauvées. Mais le garde-corps en fonte coûte cher, et il faut absolument tenir à la place pour l'adopter. Comme tous les garde-corps métalliques, il a l'inconvénient d'exiger un entretien coûteux, car il faut lui donner de temps en temps une couche de peinture.

On peut obtenir avec la tôle ondulée un parapet plein et mince, susceptible de produire assez bon effet.

Mais, à moins d'être très-gêné par l'espace disponible, on peut presque toujours se dispenser du garde-corps métallique et adopter un parapet plus mince que ceux qui couronnent les anciens ponts. Avec des dalles de pierre dure de $0^m,15$ d'épaisseur, scellées à la base dans des crampons en fer ; avec une épaisseur de briques, soit $0^m,22$, et du mortier de ciment, on obtient des parapets très-

résistants et occupant peu de place; on peut, du reste, les placer en encorbellement.

Nous avons déjà donné de nombreux types de plinthes et de parapets. En voici encore quelques-uns :

Les figures 8 et 9 de la planche XXXII représentent la coupe du parapet et de la plinthe, ainsi que la coupe d'un banc et l'élévation d'un dé du Pont-Neuf, sur la Seine, à Paris;

La figure 4 est la coupe du parapet et de la plinthe du pont Marie, sur la Seine, à Paris;

Les figures 10 à 13 de la planche XXXIII représentent le garde-corps et la plinthe du pont de l'Alma : les balustres tournés sont interposés entre une semelle et une main courante en pierre de taille; de gros dés sont placés à l'aplomb des piles, et d'autres dés plus petits sont placés à intervalles égaux dans le corps du parapet, de manière à en rompre la monotonie. Il va sans dire qu'un couronnement de cette richesse coûte horriblement cher.

La figure 14 de la planche XXXII représente le parapet et la plinthe du pont de Chalonnes, sur la Loire. Le parapet est formé par des pierres de taille évidées de manière à former des oves, supportant une main courante de $0^m,33$ de large. La plinthe a $1^m,20$ de longueur, elle supporte le parapet en encorbellement et est elle-même supportée par des modillons faisant saillie de $0^m,28$ sur les tympans; ces modillons ont $0^m,30$ de largeur horizontale et sont espacés de $0^m,60$ d'axe en axe. Le vide est donc égal au plein; c'est la proportion adoptée pour des modillons de petite dimension, comme ceux qui nous occupent.

On voit sur les figures 6 de la planche XXXII la disposition adoptée pour la plinthe et les parapets du pont de Vernon; la plinthe est très-ornée et ne peut être taillée que dans de la pierre tendre; le parapet est un bloc plein de $0^m,45$ de largeur et $0^m,96$ de hauteur. A chaque bout il se termine par un dé orné dont les figures donnent l'élévation sur les deux faces; après ce dé terminal, on a placé une borne de direction.

Les figures 7 de la planche XXXII donnent le couronnement simple et accentué du pont du Guetin (chemin de fer du centre); la plinthe y est soutenue par des modillons à tête carrée. Il eût été plus élégant d'abattre en chanfrein ou en quart de rond l'arête inférieure des modillons, le travail aurait gagné en légèreté.

Abords des ponts. — Raccordement avec les quais. — La chaussée d'un pont doit se raccorder avec les voies existant aux abords, et, comme les exigences de la navigation au sujet de la hauteur des arches vont sans cesse en augmentant, on se heurte souvent à des difficultés sérieuses et on est forcé d'exhausser les rues et quais arrivant au pont.

On atténue le mal en adoptant pour le profil en long une forme en dos d'âne; comme nous l'avons déjà dit, cette forme est très-gracieuse et doit être préférée pour tous les ponts routes. Seulement la pente longitudinale ne doit guère dépasser $0^m,015$ par mètre, sans quoi la circulation est gênée.

Le profil longitudinal, formé d'un arc de cercle ou d'un arc de parabole est plus élégant que celui qui se compose de deux droites inclinées en sens inverse et se coupant au milieu du pont.

Pour le raccord de la chaussée du pont avec la chaussée qui le prolonge, si les largeurs sont égales il n'y a pas de difficulté; mais presque jamais il n'en est ainsi, et le pont est plus étroit que la chaussée qui lui fait suite.

Le principe du raccordement est que, pour une voiture rasant les bordures de

trottoirs, il n'y ait en aucun point de changement brusque de direction, les changements doivent se faire d'une manière insensible.

Tous les raccordements qui se font à angle droit sont très-mauvais; la disposition de la figure 1, planche XXXIII, est détestable; les voitures risquent de rencontrer normalement la bordure (*mn*) et l'angle (*m*) ne tarde pas à être écorné.

Il est, du reste, à remarquer que cette disposition, qu'on rencontre bien souvent sur des ponts de petite ouverture est absolument irrationnelle : on s'impose l'exécution d'un parement vu sur tout le pourtour (*bacd*), tandis qu'en reportant la tête de (*ac*) en (*bd*), on supprimerait les parements latéraux en augmentant la douelle de la voûte, sans augmenter sensiblement la dépense.

Les raccordements par quarts de cercle, que représente la figure 2, sont aussi peu acceptables puisqu'ils offrent un ou deux angles droits à la direction des voitures.

Ce qu'il y a de mieux à faire dans ce cas, c'est de raccorder par un pan coupé (*ef*), et mieux, par une sinusoïde (*abc*) formée de deux arcs de cercle.

Lorsque le pont dessert, non-seulement une rue qui lui fait face, mais, en outre des quais, on raccorde les trottoirs par des quarts de rond (fig. 4), en ayant soin de ne rétrécir la largeur des trottoirs en aucun point.

Mais on arrive à de bien meilleurs résultats en donnant aux voitures plus de longueur pour opérer leur conversion à angle droit, et, dans ce sens, l'usage des voussures, comme aux ponts de Tours et de Grenoble que nous avons cités, ou des pans coupés, comme au Pont-Royal, en face les Tuileries, est excellente. Au Pont-Royal, on a une sorte d'entonnoir dont le goulot commence à l'aplomb de la clef de la dernière arche, et le flot des voitures s'épanche en éventail figure 5; seulement, il est bon d'arrondir les angles *m*, *n*, *p*, *q*, si l'on ne veut que les voitures fassent elles-mêmes ce travail. Les voussures sur plan circulaire, figure 6 sont encore préférables.

Dans le cas où l'on aurait des culées avec murs en ailes, une disposition analogue à celle de la figure 8 semble devoir satisfaire à toutes les nécessités de la circulation.

Nous n'avons pas besoin de signaler l'inconvénient des angles rentrants, tels que (*a*) et (*b*), qui semblent inviter les passants à déposer des ordures; il faut les supprimer ou les garnir de bancs.

Les extrémités des ponts doivent presque toujours être réunies au chemin de halage par des escaliers dont chacun comprendra la disposition; l'entrée de ces escaliers doit être placée de telle sorte que, pendant la nuit, le piéton qui veut traverser le pont ne soit pas exposé à s'engager dans l'escalier.

DES CINTRES.

On appelle cintres les moules en charpentes sur lesquels on exécute les voûtes de toutes nature, depuis le petit aqueduc et la fenêtre cintrée, jusqu'aux arches de la plus grande ouverture.

Cintres en terre. — Lorsqu'on a à établir une voûte à l'emplacement d'une tranchée, d'un canal, d'une dérivation, ou même d'une cave, le plus simple est de construire entièrement cette voûte avant de déblayer la cavité qu'elle est destinée à recouvrir. On exécute les fouilles et on en dresse la surface suivant le

profil de la voûte, puis on maçonne sur la surface obtenue que l'on peut, si c'est nécessaire, régulariser par un platelage ou un voligeage. Pour décintrer, on n'a plus qu'à refouiller le massif en usant de quelques précautions.

Ce procédé ne s'applique évidemment qu'à des terrains d'une certaine consistance.

Cintres en charpente. — Mais, l'usage des cintres en terre est forcément très-limité, et, généralement, on a recours à des cintres en charpente.

Un cintre est quelque chose d'analogue à un comble ou à un pont en charpente; il se compose de fermes verticales, placées suivant la section droite du pont, plus ou moins espacées suivant leur force, et réunies entre elles par des moises longitudinales et par des croix de Saint-André : la liaison des fermes est très-importante, afin qu'elles se prêtent un mutuel appui et qu'on n'ait pas à craindre qu'une ferme isolée vienne à se renverser sous l'action d'un vent violent, d'un porte-à-faux ou d'un effort oblique.

On distingue deux espèces de cintres :

1° Les cintres retroussés, ou mieux cintres flexibles, dont les pièces ne sont pas absolument invariables de position les unes par rapport aux autres; les cintres retroussés sont des arcs en charpente, de même ouverture que la voûte à construire, leurs retombées s'appuient sur les piles ou sur le massif de fondation, mais il n'y a point de support intermédiaire entre les piles.

2° Les cintres fixes, au contraire, sont formés de fermes soutenues entre les piles par un nombre de supports assez considérable pour obtenir autant que possible l'invariabilité du système.

Les cintres retroussés sont plus commodes dans certains cas que les cintres fixes; ils réservent au passage des bateaux toute l'ouverture de l'arche, et ils dispensent des supports intermédiaires, qui souvent seraient fort coûteux, par exemple, lorsqu'il s'agit de traverser un ravin profond.

Néanmoins, la préference générale est, aujourd'hui, accordée aux cintres fixes, à ce point que nous avons vu, pour la construction du pont de Saint-Sauveur, l'ingénieur aller chercher un point d'appui dans un ravin profond et élever une véritable pyramide en charpente pour constituer son support intermédiaire.

On a donc recours, le moins souvent possible, aux cintres retroussés et encore leur donne-t-on le plus de rigidité possible, tandis qu'autrefois on jugeait utile de leur conserver de la flexibilité.

Principe de la triangulation. — Le premier et, pour ainsi dire, le seul principe à observer dans l'art de la charpente, c'est le principe de la triangulation.

Le triangle est la seule figure, formée avec des côtés de longueur déterminée qui reste invariable, car le problème de construire un triangle dont on donne les trois côtés, ne comporte qu'une solution.

Au contraire, le problème de construire un quadrilatère ou un polygone quelconque, dont on donne seulement la grandeur des côtés, comporte une infinité de solutions, et la figure obtenue est toujours déformable.

Donc, les pièces assemblées en charpente doivent, autant que possible, être triangulées, si l'on veut que la déformation se borne à celle qui résulte de la compression des fibres et du jeu des assemblages.

CINTRES RETROUSSÉS.

L'exemple classique d'un cintre retroussé, est celui dont Perronet se servit au pont de Neuilly. L'élévation d'une demi-ferme de ce cintre est représentée à l'échelle de $\frac{1}{2}$ de centimètre par mètre, par la figure 1 de la planche XXXIV.

Cintre du pont de Neuilly. — On en saisira bien vite la disposition par la remarque suivante :

Considérez l'intrados de la voûteet inscrivez-y un polygone équilatéral, formé de pièces de charpente assemblées bout à bout ; sous ce premier polygone, placez-en un autre semblable, de telle sorte que les sommets de celui-ci correspondent au milieu des côtés du précédent ; sous le second polygone, placez-en un troisième dont les sommets correspondent au milieu des côtés du deuxième, c'est-à-dire aux sommets du premier ; puis, sous le troisième, un quatrième parallèle au deuxième, et, ainsi de suite, jusqu'à ce que vous ayez obtenu un arc suffisamment fort pour supporter la masse de la voûte. Embrassez par des moises pendantes les polygones ainsi superposés, et vous aurez la ferme d'un cintre retroussé.

Mais les divers polygones, ainsi formés, peuvent se déformer indépendamment les uns des autres dans une certaine mesure, et leurs côtés sont susceptibles de tourner plus ou moins autour de leurs sommets.

Il en résulte que cet ensemble n'est pas immuable; si on le charge à la clef, il s'aplatit et les reins se gonflent en dehors ; si on le charge sur les reins, il se ferme, et la clef remonte. Le constructeur doit sans cesse surveiller son cintre et placer à la surface des surcharges, variables suivant le degré d'avancement de la maçonnerie, de manière à conserver une forme régulière.

L'écartement des fermes du pont de Neuilly était de deux mètres d'axe en axe.

Au pont de Neuilly, le tassement des voûtes sur cintres fut de $0^m,61$, et le tassement après le décintrement de $0^m,30$, en tout $0^m,91$. C'est là un grave inconvénient, puisque les mortiers, continuellement soumis à des efforts variables, ne pouvaient faire prise; il est vrai qu'on ne doit guère considérer les mortiers ordinaires que comme un remplissage, et il est probable que le pont de Neuilly serait stable même s'il était construit en pierres sèches.

L'emploi d'un cintre flexible n'a donc pas grand inconvénient avec des mortiers mous, qui n'atteignent qu'après fort longtemps une dureté relative ; au contraire, la flexibilité entraînerait des fissures et même des cassures lorsqu'on se sert de mortiers à prise rapide, tels que les mortiers de ciment.

Nous pensons que la rigidité doit être d'autant plus recherchée que l'on se sert de mortiers à prise plus rapide.

Vaux et couchis. — Disons immédiatement que les pièces de charpente placées sous l'intrados ne sont pas découpées suivant la courbure de celui-ci ; on ne veut pas les perdre et on se contente de clouer sur elles des pièces de moindre valeur, profilées comme l'intrados ; ces pièces portent le nom de vaux ; sur les vaux reposent les couchis, ou madriers généralement placés de champ et dans le sens perpendiculaire aux fermes.

Les couchis forment une sorte de plancher supporté par les fermes ; ils sont plus ou moins écartés suivant l'effort qu'ils ont à supporter ; ainsi à la clef on

les rapprochera davantage parce qu'ils ont à porter tout le poids des voussoirs ; sur les reins, une partie du poids des voussoirs est transmis au voussoir inférieur, et les couchis n'ont à résister qu'à la composante de la pesanteur parallèle aux joints.

A partir de l'angle de 30° environ jusqu'aux naissances, le frottement suffit à empêcher les voussoirs de glisser sur leurs joints, ils n'exercent donc plus de poussée sur le cintre, et les couchis deviennent inutiles.

L'écartement des fermes dépend de leur force et aussi de la force des couchis; généralement, l'écartement des fermes varie de 1m,50 à 2 mètres d'axe en axe.

Il y a avantage à se servir de fermes vigoureuses et à les espacer le plus possible, 2 mètres par exemple. Quelques pièces de charpente pourront être un peu lourdes, mais avec une chèvre on arrive toujours bien à les manœuvrer.

Il faut mettre l'équarrissage des couchis et leur écartement en rapport avec l'espacement des fermes; rien de mieux que l'expérience directe pour savoir à quoi s'en tenir à ce sujet. On met sur le sol, à plat, quelques poutres espacées comme doivent l'être les fermes, on les surmonte de couchis et sur ceux-ci on établit un massif en pierres sèches ayant pour auteur l'épaisseur de la voûte à la clef.

On examine quelles flèches prennent les couchis sous l'influence de la charge, et si cette flèche est sensible, on rapproche davantage les couchis ou on en augmente l'équarrissage.

Lorsqu'on exécute les voûtes en pierres de taille ou en forts moellons piqués, on peut se contenter de la surface des couchis comme surface de pose, mais, aujourd'hui, surtout quand on a recours aux petits matériaux, on préfère clouer sur les couchis un voligeage en bois blanc mince, formé de planchettes qui se courbent avec la plus grande facilité. On obtient de la sorte une aire très-commode pour la pose et sur laquelle on trace à volonté soit les courbes de tête, soit même les panneaux des voussoirs.

Quelquefois, les fermes sont assez rapprochées ou les couchis assez forts pour qu'on puisse les poser à plat et non de champ; on les met alors jointifs et ils constituent une surface polygonale d'un grand nombre de côtés qu'on peut adopter pour surface de pose; on pourra tailler à l'herminette les arêtes saillantes qui pourraient se présenter. Ce système n'est pas à recommander, il expose à perdre les couchis, et les charpentiers préféreront en général recourir au voligeage.

Après ces détails, nous ne reviendrons plus sur la question des vaux, des couchis et du voligeage.

Cintre retroussé du pont d'Orléans. — La figure 2 de la planche XXXIV, représente le cintre retroussé dont on s'est servi pour la construction du pont d'Orléans ; il était formé de deux polygones parallèles dont les sommets étaient réunis par des tirants dans lesquels les côtés venaient s'assembler.

Une ferme dessinait donc cinq quadrilatères formés par les tirants et par les côtés des deux polygones ; les trois quadrilatères du milieu étaient renforcés par un chevalet formé de trois pièces dont une supportait la partie médiane du côté du polygone supérieur.

Mais cela ne suffit pas et on dut placer dans le prolongement de la pièce (n) la pièce (m) qui transforme en deux triangles le second quadrilatère, et on ajouta les moises pendantes r qui donnent un peu de solidarité aux deux derniers côtés des polygones.

Les fermes espacées de $2^m,50$ d'axe en axe étaient contreventées par des moises horizontales et par des croix de Saint-André.

Il est évident que si les deux pièces (*nm*) étaient d'un seul morceau, on arriverait à une rigidité bien plus considérable ; le point *p* tendant à baisser, la pièce horizontale *pq* serait également pressée par ses deux bouts, et, si elle était assez résistante pour ne pas fléchir sous la compression, la déformation se bornerait à la compression des assemblages au point (*p*) et à l'about inférieur de la pièce (*mn*).

Dans l'esprit des anciens ingénieurs, on devait faciliter la déformation et la laisser s'opérer librement ; aussi Perronet recommandait-il de tailler les assemblages à genou, c'est-à-dire de les former par un about cylindrique pénétrant dans une cavité égale ; de la sorte, la rotation se produisait en liberté et la flexibilité était assurée, en même temps qu'on évitait le mâchage et l'écrasement des arêtes d'assemblage. Ce système n'a pas prévalu et on le proscrirait énergiquement aujourd'hui.

Cintre retroussé du viaduc de l'Aulne. — Le cintre retroussé du viaduc de l'Aulne est représenté par les figures 3 de la planche XXXIV.

L'importance des cintres, dit M. Arnoux dans sa notice, s'accroît rapidement avec l'ouverture des voûtes, et cet accroissement est surtout sensible lorsque les circonstances de la construction conduisent à l'emploi de cintres retroussés, ou, pour mieux dire, de cintres dépourvus de supports fixes, autres que les pieds-droits mêmes des arches.

Comme les naissances des voûtes du viaduc se trouvent à 35 mètres au-dessus du sol, on ne pouvait adopter que le système de cintres retroussés. Mais pour éviter la multiplicité des joints, cause active de tassements, on a pris le parti de composer les fermes de cintres suivant un type qui fût basé sur l'emploi de longues pièces de charpente.

Si l'on énumère les parties principales d'une de ces fermes, on trouve quatre grands arbalétriers, chacun d'environ 10 mètres en longueur, deux cours de doubles moises de 14 mètres et de 18 mètres, un poinçon et deux contrefiches, sans mentionner les petits arbalétriers qui forment le contour polygonal auquel sont cloués les vaux taillés en courbe.

Mais il est préférable de considérer la ferme dans son ensemble, afin de reconnaître les combinaisons suivant lesquelles il y a lieu de grouper les pièces de la charpente d'après le mode de leurs fonctions. Ainsi, l'on peut dire : les deux cours de doubles moises constituent, avec les pièces qui les croisent, une sorte de poutre armée, qui est disposée de manière à résister aux poussées latérales provenant des reins de la voûte, et qui maintient les supports de la partie haute de l'arche, tandis qu'elle a pour appuis à ses extrémités les grands arbalétriers et les sous-vaux inférieurs.

Aux naissances, la charge du cintre était portée par des doubles semelles, entre lesquelles on a établi des potelets durant la construction des voûtes et des cylindres à sable à l'époque du décintrement.

Les semelles inférieures reposaient elles-mêmes sur des rails qui, au nombre de six, traversaient chaque pile en faisant sur les parements opposés des saillies de $0^m,60$.

Comme les cintres étaient entièrement en bois de sapin, on avait eu soin d'intercaler de larges plateaux de chêne entre les potelets et les semelles ainsi qu'aux pieds des grands arbalétriers. A la partie haute du cintre, au contraire, on introduisait des feuilles de tôle mince dans les assemblages partout où les fibres

du bois se présentaient normalement au joint, pour les poinçons, par exemple; enfin, entre les rails de support et les semelles inférieures, on interposait de larges morceaux de tôle épaisse.

Le contreventement des cintres devait être très-énergique à cause de la violence extrême du vent à la hauteur de 45 mètres au-dessus du sol : la stabilité nécessaire a été obtenue pour chaque cintre, au moyen de six liernes horizontales et principalement de trois croix de Saint-André, lesquelles ont été fixées, l'une verticalement aux poinçons du faîte, et les deux autres à 45° aux grands arbalétriers : ces dernières surtout étaient d'une grande efficacité.

Les couchis de $0^m,15$ sur $0^m,10$ étaient espacés de $0^m,27$ d'axe en axe; ils n'étaient point recouverts d'un voligeage, de sorte qu'on pouvait, au moyen d'un plancher placé dans le cintre, surveiller la pose par en dessous.

Toutes les voûtes du viaduc ne furent pas construites simultanément; mais, à partir de l'angle de 30°, on veillait à ce que, de deux voûtes voisines, l'une n'eût pas plus de six voussoirs d'avance sur l'autre; le nombre des voussoirs diminuait donc de six en six à partir de la voûte fermée jusqu'à celle qui n'était montée que jusqu'à 30°.

Dès que la construction dépassait 30° on chargeait le sommet des cintres pour en empêcher le soulèvement, quand la maçonnerie arrivait à 40° il fallait que la charge fût égale au poids de la voûte définitive, sur une zone de 15° de part et d'autre de la clef.

L'affaissement des cintres a été de $0^m,09$ en moyenne pendant l'exécution des maçonneries; au décintrement, le tassement des voûtes n'a été que de $0^m,015$.

Le cintre du viaduc d'Hennebont a été conçu dans un système identique à celui de l'Aulne.

Petits cintres dérivés de celui de l'Aulne. — De ce système, on peut en faire dériver un plus simple, si l'ouverture descend entre 10 et 15 mètres : on supprime les deux grands arbalétriers d'en haut et le cours supérieur de moises, et il reste une ferme simple, composée de deux grands arbalétriers et d'un grand poinçon; chacun des grands arbalétriers porte à son tour une ferme simple formée aussi de deux arbalétriers et d'un poinçon, et la double moise horizontale embrasse le tout.

Cette transformation nous conduit au cintre représenté par la figure 4 de la pla che XXXIV; le cube des bois dudit cintre est de $2^m,70$ par ferme. — Ce type s'applique à tous les ponts, en plein cintre ou surbaissés, de 8^m à 12^m d'ouverture.

De 12 à 15 mètres d'ouverture, on renforcerait la partie centrale par deux contrefiches et on augmenterait un peu l'équarrissage des pièces comme on le voit sur la figure 5 de la planche XXXIV, qui représente le cintre d'une arche de $12^m,00$ d'ouverture.

Les fermes peuvent être espacées de $1^m,60$ à $2^m,00$, suivant la charge à supporter; on a supposé un platelage jointif de $0^m,07$ d'épaisseur; mais on peut lui substituer des couchis de champ avec voligeage.

Enfin, pour de petites ouvertures, on supprime les arbalétriers et les poinçons secondaires et on place directement les vaux sur les grands arbalétriers.

Mais cette disposition n'est guère possible que si la voûte est surbaissée; avec une voûte en plein cintre, figure 7, on se contente de diminuer l'équarrissage des pièces (voûte de $6^m,00$ d'ouverture); ou, si l'on veut diminuer le nombre des pièces, on sépare les sommets des arbalétriers par un entrait horizontal (fig. 6); les arbalétriers peuvent alors supporter directement les vaux.

Mais cette disposition est plus déformable, et elle exige que les reins des voûtes soient simultanément et également élevés des deux côtés.

Cintre retroussé du pont-canal de l'Orb. — MM. les ingénieurs Magués et Simonneau ont employé au pont-canal construit sur la rivière d'Orb pour le passage du canal du Midi un cintre retroussé, dont la figure 1 de la planche XXXV représente l'élévation.

Les sous-vaux forment un premier polygone de huit côtés supportant les couchis; les sommets de deux en deux sont joints par un autre polygone de quatre côtés; puis vient un troisième polygone formé de trois grands côtés et de deux petits dont les sommets sont au milieu des côtés du précédent; enfin, le tout est terminé par un polygone quadrilatère parallèle au second.

Les assemblages sont réunis par des moises pendantes qui se trouvent naturellement dirigées suivant les rayons de courbure de l'intrados; il y a sept de ces moises pendantes.

Lorsque deux pièces se rencontrent et que l'une d'elles est entaillée au passage pour embrasser l'autre, il est bon de répartir la profondeur de l'entaille sur les deux pièces à la fois, comme on le fait, par exemple, dans l'assemblage à mi-bois; aucune des pièces ne peut alors glisser par rapport à l'autre.

Les fermes du pont-canal de l'Orb étaient espacées de $2^m,50$ d'axe en axe et contreventées seulement par des cours de moises horizontales.

Cintre du pont de Saumur. — Un type de cintre retroussé pour arche surbaissée nous est fourni par le cintre du pont de Saumur, figure 2, planche XXXV.

Les vaux forment sous l'intrados un polygone de douze côtés, dont les sommets sont supportés par onze moises pendantes dirigées suivant les rayons de courbure de l'intrados.

Ces moises serrent entre elles d'abord un quadrilatère dont les sommets correspondent à des sommets du polygone des vaux.

Le quadrilatère est supporté par trois pièces formant un trapèze avec la ligne des naissances, et la base supérieure du trapèze est soutenue en son milieu par deux arbalétriers que renforcent un entrait et deux sous-arbalétriers.

Les abouts des nombreuses pièces qui arrivent aux naissances sont reçus sur des crémaillères horizontales taillées dans de fortes pièces de bois.

Cintre du pont du Strand, à Londres. — La figure 3 de la planche XXXV représente le cintre du pont du Strand, à Londres, de 35 mètres d'ouverture. —

Il paraît confus au premier abord, mais on reconnaît bien vite la disposition qu'on a voulu adopter; c'était de soutenir chaque sommet du polygone des vaux par deux longues pièces droites, s'arc-boutant à leur sommet et se rendant chacune à une extrémité de l'ouverture de la voûte. Toutes ces pièces inclinées se croisaient en trois points principaux; on les a entaillées et réunies dans des armatures métalliques.

Des moises pendantes consolidaient le tout.

Ce système devait présenter une certaine rigidité et avait l'avantage de conserver intactes de longues pièces de bois.

A la hauteur de l'angle de 30°, on recevait les abouts de toutes les pièces sur des crémaillères qui servaient au décintrement, comme nous le verrons plus loin, et ces crémaillères étaient soutenues par cinq chandelles inclinées prenant leurs points d'appui sur les redans du socle de la pile.

CINTRES FIXES.

Les cintres fixes sont construits avec des supports intermédiaires, ce qui revient à composer une ferme de grande ouverture avec plusieurs fermes successives de petite ouverture. Ces fermes élémentaires se composent en général de deux arbalétriers, avec ou sans poinçon et tirant.

Pour les petites ouvertures jusqu'à 12 ou 15 mètres, on ne recourt pas à des supports intermédiaires à moins qu'ils ne soient très-faciles à établir, et on adopte les types que nous avons donnés plus haut comme dérivés du cintre du viaduc de l'Aulne. — En réalité, ces types ne sont pas flexibles puisque leur ossature principale est un triangle dont la base est représentée par l'ouverture de la voûte.

Cintre du pont de Chester. — En décrivant le pont de Grosvenor, à Chester, sur la Dee, nous avons montré que le cintre de la grande arche qui le compose était porté par les bases des deux culées et par quatre piles intermédiaires, en maçonnerie ordinaire, exécutées à cet effet dans le lit de la rivière, figure 2, planche XII. Sur ces piles étaient établis des sabots en fonte d'où rayonnaient vers la douelle des chandelles en sapin, liées ensemble à leur partie supérieure par deux épaisseurs de bordages de $0^m,10$ chacune suivant la courbe de l'intrados. Sur les fermes ainsi formées s'appuyaient des couchis de $0^m,11$ d'épaisseur qui reposaient sur elles par deux coins de calage de $0^m,40$ de long sur $0^m,25$ à $0^m,30$ de large; ainsi, chaque assise de voussoirs était supportée par six paires de coins. Les moises horizontales avaient $0^m,33$ d'équarrissage et les six fermes étaient liées entre elles par des boulons en fer.

Cette disposition peut être utilisée dans certains cas, lorsque, par exemple, on substitue une grande arche à plusieurs petites arches. On conserve les piles anciennes qui forment pour les cintres d'excellents supports.

M. l'ingénieur en chef Lamairesse, dans une notice où il raconte les procédés de construction en usage dans les Indes, décrit le cintre que représente la figure 4 de la planche XXXV :

On élève le long des culées, et sur trois lignes intermédiaires, cinq files composées chacune de quatre piliers en maçonnerie; ces piliers reposent sur un grillage posé sur le fond de gravier de la rivière, on les construit avec du mortier d'argile et des briques de deuxième qualité destinées au remplissage des tympans. Les piliers sont contreventés par des planches et des pièces de bois brut. Au sommet de chacun on place un support carré en bois dur, et, sur ce support, un sac de sable; les sacs de sable supportent un cours de trois ou quatre palmiers liés ensemble, et, sur les palmiers longitudinaux, on en place d'autres transversalement; on remblaye sur le toit ainsi formé, on pilonne le remblai et on établit un intrados en argile sur lequel on bâtit. Le décintrement se fait en crevant les sacs et forçant le sable à s'écouler d'une manière aussi uniforme que possible.

Cintre de 15 mètres d'ouverture. — La figure 5 de la planche XXXV donne, à l'échelle de $0^m,005$ pour mètre, le cintre d'une voûte en arc de cercle très-surbaissée de 15 mètres d'ouverture; il y a deux supports intermédiaires, ce qui fait trois travées de cinq mètres bien faciles à franchir. Chacune comporte deux arbalétriers supportant un entrait de faible longueur, sur la face duquel s'ap-

plique le chevron que surmonte le vau. Trois moises pendantes consolident chaque ferme.

Il va sans dire que ce système, dont le cube de bois est peu considérable, ne serait cependant pas économique si les pieux intermédiaires devaient être profondément enfoncés pour atteindre le terrain solide.

Le cube de bois employé par ferme est de 5m,50, et les fermes peuvent être espacées de 2 mètres d'axe en axe.

Cintre pour arc de cercle de 15m,20 d'ouverture. — La figure 6 de la planche XXXV représente un cintre pour voûte en arc de cercle de 15m,20 d'ouverture et de 3m,20 de flèche. Du sommet partent deux grands arbalétriers qui supportent chacun une petite ferme formée de deux arbalétriers et d'un poinçon.

Sous chaque poinçon on voit une contre-fiche qui reporte une partie de la poussée sur le poteau central en s'opposant à la flexion de l'arbalétrier.

Cintre du pont de la Bidassoa. — La planche XVIII, qui porte les dessins du pont de la Bidassoa, nous donne le cintre qui a servi à la construction de ces voûtes de 20 mètres d'ouverture surbaissées au tiers.

Il y a quatre supports, les deux extrêmes s'appuyant sur le massif de fondation en béton et les deux intermédiaires composés de pieux battus en lit de rivière.

Quatre boîtes à sable pour décintrement sont superposées à ces supports.

La travée médiane a 9m,50 d'ouverture.

Le dessin fait comprendre immédiatement la disposition des diverses pièces de la charpente.

Le contreventement était formé de moises reliant la base des poinçons et de liernes horizontales dont les sections sont indiquées sur l'élévation de la ferme.

Pour les 8 mètres de largeur de douelle, on a adopté sept fermes, soit six intervalles; le cube de bois par ferme est de 15m,675 soit 109m,725 pour une arche, plus 44m,400 de couchis.

Cintres du pont de Saint-Pierre de Gaubert. — M. l'ingénieur Regnauld, dans son mémoire sur la construction du pont de Saint-Pierre de Gaubert, donne comme il suit la description des cintres qu'il y a employés (figures 7 et 7 *bis* de la planche XXXV).

1° *Cintre ordinaire.* — Chaque ferme repose sur quatre pieux réunis, deux à deux, à leur partie supérieure, par des moises horizontales, et battus, deux à 1m,45 des pieds-droits des voûtes, les deux derniers à 4m,20 des premiers.

Sur ces pieux, entre deux semelles transversales, sont placés les coins destinés à faciliter le décintrement. Les semelles supérieurs supportent la ferme. Les pieux P′ se prolongent au-dessus des semelles jusqu'à la voûte par des pièces de bois P″ maintenues par :

1° Les contre-fiches C auxquelles elles sont reliées par les moises horizontales M, M′;

2° Les contre-fiches C′ aboutissant à la partie inférieure du poinçon N;

3° Les contre-fiches C″ aboutissant à la partie supérieure du même poinçon.

Les pieux P sont eux-mêmes prolongés jusqu'aux contre-fiches C et soutiennent les moises M′ par deux pièces inclinées.

Aux points de jonction des moises M′ avec les poteaux P″ aboutissent les arbalétriers A.

Tout cet ensemble est rendu lui-même rigide par deux faux entraits E, E′, faisant fonctions de moises et réunissant toutes les pièces de la charpente.

Des six vaux dont se compose la ferme, quatre sont reliés deux à deux, par

les contre-fiches C et par les poinçons N', dont la poussée est détruite par les contre-fiches Y.

Les deux dernières aboutissent aux extrémités des pièces P″ et au poinçon N. Leur rigidité est assurée par les poinçons N″ et par les moises M‴ M‴.

Les fermes sont reliées entre elles :

1° Par les semelles qui couronnent les pieux ;

2° Par une croix de Saint-André;

3° Par des pièces de bois placées sous les contre-fiches C;

4° Par des moises horizontales reliant les poinçons N, les arbalétriers A, les pièces P″;

5° Par les couchis de 0m,12 sur 0m,16.

2° *Cintre de l'arche marinière.* — De légères modifications ont pu transformer le cintre de l'arche ordinaire en cintre de l'arche marinière.

Le faux entraits E' est devenu entrait D et a été relevé.

Les arbalétriers G relient les points de rencontre de l'entrait et des pièces P″ à l'extrémité du poinçon. Les contre-fiches C″ se sont transformées en moises E ; le faux entrait E en deux moises dépassant à peine les pièces *p*″. Les contre-fiches C' ont été remplacées par les moises F, les moises M‴ M‴ par les contre-fiches J. H.

De nouvelles contre-fiches S″ reliant les pièces *p*″ aux pieux *p* prolongés, concourent à assurer la rigidité de la pièce *p*″.

Les fermes sont reliées entre elles à peu près comme celles du cintre précédent.

Le levage d'un cintre durait à peu près huit jours.

Plusieurs de ces cintres ont servi deux fois ; un seul a servi trois fois.

Cintre d'une arche de 40 mètres d'ouverture. — Les dessins que nous avons donnés du pont de Fium'-Alto (planche XII) montrent la disposition des cintres qui ont servi à supporter cette arche de 40 mètres d'ouverture.

Chaque ferme repose sur neuf supports verticaux ; les deux extrêmes ne comportent qu'un pieu ; celui du milieu en a trois et les supports intermédiaires se composent de deux pieux voisins.

Chaque support est surmonté d'un poteau vertical, et dans les poteaux verticaux viennent s'assembler des contre-fiches ; les plus longues forment arbalétriers par rapport au poteau que leur angle renferme et ce poteau forme leur poinçon.

Les vaux sont donc directement soutenus par les contre-fiches et tout le poids est reporté par celles-ci sur les poteaux verticaux. Des moises horizontales et inclinées rendent le tout solidaire.

Les fermes sont espacées de 1m,23 d'axe en axe.

Cintre du pont de Chalonnes. — Nous empruntons au Cours de ponts de M. l'inspecteur général Morandière l'élévation d'une ferme du pont construit à Chalonnes sur la Loire, figure 1 planche XXXVI.

Ce cintre est conçu avec la plus grande simplicité, parfaitement triangulé, et on reconnait à première vue qu'il doit se bien comporter sous la charge.

Chaque ferme comprend cinq supports, les deux extrêmes formés par des chandelles qui s'appuient sur les socles des piles, les deux intermédiaires composées d'un pieu, et celui du milieu formé de deux pieux : c'est avec raison que l'on donne plus de force au support médian puisque les voussoirs pèsent sur lui de tout leur poids.

Les pieux sont embrassés à leur tête par des moises horizontales transversales, sur lesquelles on pose d'autres moises longitudinales, qui supportent les boîtes à sable comprises entre deux semelles de 0m,20 de hauteur.

Sur la semelle supérieure s'appliquent les poteaux montants : dans chacun

d'eux aboutissent de chaque côté deux contre-fiches, du sommet desquelles descend un poinçon embrassé à sa base par un cours de moises.

Des moises horizontales et des moises inclinées consolident le tout.

Les assemblages des vaux et des poteaux sont serrés entre des plaques de tôle.

Deux vaux voisins sont assemblés par des pattes en fer.

Transversalement, la solidarité des fermes, qui sont espacées de $1^m,50$ d'axe en axe est obtenue par des croix de Saint-André et par des moises appliquées le long des poteaux et poinçons.

Toutes les pièces verticales sont en chêne, les autres en sapin.

Le type du pont de Chalonnes peut être appliqué à des arches d'ouverture variable, en diminuant ou en augmentant le nombre des travées. C'est un modèle très-utile.

Cintre de l'arche marinière du pont de Nantes. — Lorsque l'on a à construire un pont sur une rivière navigable, dans la conférence à tenir avec le service de la navigation il est en général convenu qu'une ou deux arches seront réservées pour le passage des bateaux. Il faut donc réserver pour ces passages des pertuis suffisants au milieu des cintres.

Généralement, on exige au-dessus de l'étiage un certain rectangle libre.

Au pont de Nantes, que représentent les figures 8 et 8 *bis* de la planche XXXV, le rectangle exigé au-dessus de l'étiage était de 8 mètres de largeur sur 6 mètres de hauteur.

Quelquefois les dimensions sont plus considérables.

La ferme du pont de Nantes repose sur quatre supports; les deux supports intermédiaires sont formés par deux pieux voisins.

La disposition des fermes est analogue à celle du pont de Chalonnes, sauf que pour la partie centrale les arbalétriers ne convergent pas; ils sont écartés l'un de l'autre et supportent une sorte de poutre composée horizontale.

Comme le précédent, ce cintre est bien triangulé et sa stabilité parfaitement assurée au moyen des moises horizontales et des moises pendantes.

Au cintre de l'arche marinière du pont du chemin de fer de Genève sur le Rhône à Lyon, on a composé la poutre armée qui couvre le passage central avec un treillis compris en haut et en bas dans un cours de moises, ainsi que nous aurons lieu de l'expliquer dans la section des ponts en charpente. On sait que ce système est assez flexible, et c'est un inconvénient; seulement il permet d'employer des bois de petite dimension.

Coulisses et pattes d'oie pour la navigation. — Les figures 2 et 3 de la planche XXXVI représentent en plan et en élévation les coulisses et pattes d'oie en charpente, dont on s'est servi pour faciliter le passage des bateaux dans les arches marinières de plusieurs ponts construits sur la Seine et en même temps pour protéger les cintres contre les chocs éventuels qu'ils pourraient subir de la part d'un bateau mal dirigé.

La pointe des pattes d'oie est à 25 mètres au moins du centre des piles; le passage minimum libre entre les deux coulisses est de $14^m,50$.

Les coulisses se composent de pieux de $0^m,30$ d'équarrissage sur lesquels on fixe des bordages de $0^m,10$ d'épaisseur.

Les pieux des cintres doivent se trouver en arrière des pieux des coulisses afin d'être absolument protégés.

Cintres divers. — Lorsque les voûtes à cintrer sont situées à une grande hauteur, ou lorsqu'elles sont en plein cintre de grand rayon, la hauteur de la

charpente est considérable et il faut prendre des précautions toutes particulières pour s'opposer au flambage et à l'écrasement.

En général, on compose alors les cintres d'une série de planchers dont l'écartement est soigneusement maintenu par des pièces verticales et inclinées.

Les supports superposés doivent avoir évidemment une force suffisante.

La figure 5 de la planche XXXVI donne l'élévation d'un cintre du grand viaduc de Nogent-sur-Marne, dont l'intrados est une demi-circonférence de 50 mètres de diamètre.

Ces constructions sont tout exceptionnelles ; cependant les principes de la charpente sont toujours les mêmes, et, malgré leur complication apparente, on arrivera sans peine à les composer en suivant une marche méthodique.

Pour la construction des longues voûtes, telles que celles des tunnels et des égouts, on a eu souvent recours à des cintres métalliques (fer ou fonte), mobiles soit sur des rouleaux, soit même sur des rails. En disposant sous les poteaux des verrins à poste fixe, le décintrement est facile, et le déplacement ainsi que la mise en place se font en un instant.

Nous aurons lieu de parler de ces engins dans une autre section de l'ouvrage.

Cintres suspendus. — On a fait usage dans certains cas de cintres suspendus qui peuvent être quelquefois substitués avec avantage aux cintres retroussés

Lorsqu'on disposera de vieilles poutres en tôle, ou même de rails, si l'ouverture est faible, on pourra placer ces pièces horizontalement au-dessus des piles et de la voûte à construire et leur suspendre par des chaînes ou des tirants en fer les cintres sur lesquels on doit bâtir.

Cette manière de faire pourra, dans certains cas, être avantageuse surtout avec les voûtes en brique, hourdées en mortier de ciment. On calculera les cintres de manière à ce qu'ils soient capables de porter un ou deux rouleaux de briques, suivant l'ouverture ; on construira ce ou ces rouleaux, on leur laissera le temps de faire prise et leur résistance propre leur permettra de servir eux-mêmes de cintre pour les rouleaux suivants.

Nous ne faisons qu'indiquer cette disposition susceptible, croyons-nous, de rendre quelques services.

Cintres solidaires. — Il est encore une autre disposition qui permettrait, dans certains cas, de ne pas encombrer du tout le vide des arches à construire, sans recourir cependant à des cintres retroussés d'une grande flexibilité.

Elle consiste à réunir les pièces similaires *a*, *a'* de deux cintres voisins par des tirants horizontaux *a*, *a'* passant devant le tympan ; ces tirants, travaillant à l'extension, devront être formés avec des barres de fer, ils permettront de réduire autant que l'on voudra l'épaisseur à la clef du cintre.

Du bois dont on doit composer les cintres. — Toutes les pièces soumises à la compression doivent être en chêne ; on fera en chêne notamment tous les poteaux verticaux.

Le reste des pièces pourra être en sapin.

Lorsque plusieurs pièces en sapin s'assemblent entre elles, elles se pénètrent et se mâchent, et, si l'effort est grand, eu égard à la section, on devra garnir l'assemblage avec une feuille de tôle.

Placées verticalement, les pièces de sapin risquent de se fendre et, en tout cas, elles se compriment plus que le chêne.

Cependant, on fait souvent des cintres tout en sapin ; mais alors on donne aux pièces de plus fortes dimensions.

Pour les arches de petite ouverture, on se sert de bois quelconque. Les indi-

cations précédentes ont trait principalement aux grandes arches qui demandent des cintres particulièrement soignés.

On ne doit pas chercher à trop économiser le nombre des boulons qui réunissent les pièces; ces boulons, bien serrés, concourent à assurer la rigidité de l'ensemble.

Calcul des cintres. — Le calcul des cintres est analogue à celui des ponts en charpente, dont nous nous occuperons plus loin.

La première difficulté que l'on rencontre dans ce travail est de savoir quelle charge normale chaque partie de l'intrados transmet au cintre. C'est une inconnue impossible à dégager, car elle dépend du tassement qui s'opère; ce tassement peut même être assez considérable pour que la pression normale devienne nulle et que la voûte soit sur le cintre comme si elle était décintrée. La pression varie donc entre la composante du poids des voussoirs normale à l'intrados et zéro.

En réalité, le maximum est égal seulement à la composante du poids des voussoirs normale à l'intrados diminuée de la valeur du frottement du voussoir sur le joint qui le supporte; mais il est inutile de tenir compte de ce frottement.

Il est à remarquer, du reste, qu'il y a dans cette question beaucoup d'imprévu, qu'il s'agit d'obtenir non-seulement une charpente capable de porter la voûte, mais en outre une charpente rigide, ne se déformant que le moins possible, c'est-à-dire possédant un grand excès de résistance eu égard aux charges qu'elle supporte.

Donc, il serait chimérique de rechercher l'exactitude dans le calcul des cintres, et le mieux est d'adopter un type ayant déjà réussi, lorsqu'on se trouve dans un cas usuel.

Lorsqu'il s'agit d'un cas nouveau, il faut bien recourir à un calcul sommaire, pour se rendre un compte approximatif des dimensions à donner aux pièces.

Pour le calcul, on prendra donc la zone la plus pesante qu'une ferme ait à porter, on divisera cette voûte en sections par des joints normaux à l'intrados, on fera le poids de chaque section et on en prendra la composante normale à l'intrados. On aura ainsi une série de forces agissant sur le système en charpente aux points où les pièces principales viennent rencontrer l'intrados, et on appliquera les principes, que nous exposerons dans le livre suivant, à la répartition de ces forces entre les pièces qui leur sont opposées.

Il est encore une manière plus simple d'opérer, à laquelle on peut avoir recours, c'est de diviser la zone de voûte afférente à une ferme en une série de sections dont les centres de gravité soient à l'aplomb des poteaux montants ou des sommets du polygone en charpente; on admettra que chaque section pèse de son poids total sur la verticale de son centre de gravité, et on fera le calcul dans cette hypothèse, qui prévoit une dislocation complète de la voûte en ses diverses sections.

Il va sans dire qu'on ne tient pas compte du poids de toute la partie de voûte inférieure à l'angle de 30°.

Ce petit calcul sera très-utile pour déterminer notamment la force des poteaux montants et celle des pieux.

La question de la résistance des pieux est des plus importantes; malheureusement, il y a là encore un élément variable dont il est difficile d'apprécier l'influence.

Lorsque les pieux sont complétement enchâssés dans le sol, on sait qu'ils peuvent porter, suivant l'essence du bois, tant de kilogrammes par centimètre carré. Alors, il n'y a aucun inconvénient à calculer leur section d'après ce coefficient.

Mais, lorsque les pieux ne sont fichés en terre que sur une partie de leur hauteur et que le reste est à l'air ou dans l'eau, ils perdent une grande partie de leur résistance, et sont exposés en outre à se déverser, s'ils ne sont pas plantés parfaitement d'aplomb. Il faut alors ne leur faire porter qu'une partie de la charge qu'on admettrait s'ils étaient complétement enchâssés.

Et il est bon de les réunir l'un à l'autre, de les moiser, pour les rendre solidaires et s'opposer à un déversement isolé.

Dans les mêmes circonstances, il y aura avantage à réunir deux ou trois pieux par support, surtout sous la clef, afin de former des espèces de chaises plus stables qu'un pieu isolé.

Lorsqu'un pieu n'a que la moitié de sa longueur de fiche, c'est-à-dire s'il est moitié en terre, moitié en l'eau, on devra commencer à en enrocher le pied sur une certaine hauteur afin de combattre la tendance au flambage et au déversement.

Enfin, lorsque le fond est du rocher et qu'on ne peut battre de pieux, on établit des supports en maçonnerie ordinaire, si c'est possible; ou bien, on construit des supports ou chaises en charpente formées de quatre montants solidement reliés et représentant les arêtes d'un tronc de pyramide. On met ce tronc de pyramide en place et on l'entoure d'enrochements sur la plus grande partie de sa hauteur.

Le calcul des cintres retroussés est très-simple : ces cintres reçoivent, en chaque point de l'intrados, la pression normale exercée par les voussoirs; d'après la théorie de Navier, ils sont donc soumis aux mêmes efforts que la voûte elle-même; leur poussée horizontale à la clef est égale à la poussée à la clef de la voûte, quantité connue. La somme des sections verticales des pièces qui composent le cintre à la clef doit donc être assez grande pour résister à la poussée à la clef Q; c'est-à-dire, que si le bois ne doit pas travailler à plus de 25 kilogrammes par centimètre carré, on aura, pour la somme des sections, $\frac{Q}{25}$ centimètres carrés.

Du chargement préalable des cintres. — Pour éviter, pendant la construction des voûtes, un tassement considérable, on est dans l'habitude de charger les cintres avant la construction, lorsque les retombées seules sont faites. On les charge au sommet afin d'éviter qu'il ne se relève.

Mais, dans certains cas où il serait possible de le faire sans trop de dépense, il serait bon de charger les cintres d'un poids égal à celui des voûtes.

En résumé, la construction des cintres est une des parties importantes de la construction d'un pont et demande des soins particuliers.

La flexibilité des cintres doit être d'autant moindre qu'on emploie des mortiers à prise plus rapide.

Avec les ciments, notamment, il faut des cintres très-rigides.

Mais les ciments ont un avantage, c'est qu'on peut n'exécuter qu'un rouleau de la voûte sur le cintre, le laisser faire prise et construire ensuite le reste de la voûte. Par sa roideur, le premier rouleau forme cintre par rapport

à la maçonnerie superposée, et décharge le cintre réel que l'on peut construire plus léger.

DÉCINTREMENT.

Lorsqu'une voûte est entièrement construite sur le moule en charpente qu'on appelle cintre, on la laisse ainsi soutenue pendant un temps plus ou moins long, jusqu'au jour où l'on juge que les mortiers ont atteint une dureté suffisante, puis on abaisse le cintre avec une certaine lenteur, de manière à le détacher de la voûte; celle-ci descend aussi d'une hauteur plus ou moins grande, jusqu'à ce que l'équilibre s'établisse entre les pressions dues à la pesanteur des matériaux et la réaction des massifs de maçonnerie.

Cette opération capitale, criterium de la solidité de l'édifice, constitue le décintrement.

On connaît plusieurs procédés de décintrement, que nous allons exposer.

Anciens procédés. — Avant le dix-neuvième siècle, on interposait entre les vaux et les couchis des cales en bois d'une certaine hauteur. Chaque couchis avait sa cale. Lorsqu'on voulait décintrer, on venait à coups de hache briser toutes les cales successivement.

On commençait d'abord par les couchis inférieurs, et l'opération s'effectuait sans difficulté; on remontait peu à peu jusqu'à la clef, en ne faisant disparaître d'abord qu'une cale sur deux. Finalement, quelques cales restaient seules, et disparaissaient à leur tour, laissant la voûte complétement libre.

Le décintrement réel était alors effectué, et on pouvait procéder sans crainte à la cérémonie publique du décintrement; on attachait aux pièces principales de la charpente des câbles fixés à des treuils; à un signal donné, on exerçait une traction générale, tout l'édifice des cintres s'écroulait avec fracas, à la grande admiration des assistants, et le pont se montrait aux regards de la foule, débarrassé de tous ses supports.

On comprend sans peine que ce procédé pénible exigeait beaucoup de temps et donnait quelquefois de médiocres résultats; car, les voûtes soutenues en quelques points seulement, tassaient inégalement et des déformations sensibles se manifestaient dans les courbes d'intrados.

Aussi eut-on l'idée d'agir, non pas sur les couchis eux-mêmes, mais sur les arbalétriers ou sur les supports verticaux de la charpente, dont on dégradait petit à petit les abouts, de manière à produire une diminution progressive dans la longueur de ces pièces et, par suite, un affaissement progressif de la masse du cintre.

C'est ainsi que Boistard opéra, au pont de Nemours; et l'on trouve tout au long la description du procédé, dans son Mémoire, que nous avons déjà cité.

Le premier exemple de la figure 1, planche XXXVII montre une application de ce système à un arbalétrier d'un cintre retroussé A; on fait un trait de scie à la base inférieure de l'about, puis on exécute au ciseau une entaille de hauteur croissante, et l'arbalétrier descend insensiblement.

Si l'on avait à opérer sur des supports verticaux, on les attaquerait par la base à coups de hache, de manière à les tailler en pointe ou en sifflet; lorsque la section inférieure est suffisamment amoindrie, elle s'écrase, le

support descend, et le jeu de la hache recommence pour produire un nouvel affaissement.

Ce sont là évidemment des procédés barbares qui manquent de précision, qui exigent du temps et qui font perdre du bois. Ils ont complètement disparu.

Coins. — C'est le système des coins qui est d'un usage général maintenant pour les petites arches jusqu'à 15 mètres d'ouverture, et qui, souvent même, a été appliqué à de très-grandes arches.

Le 2ᵉ exemple de la figure 1, planche XXXVII représente des systèmes de coins; entre les deux semelles formant, l'une la base du cintre, l'autre le sommet des supports, on interpose deux ou plusieurs coins, que l'on fait glisser l'un sur l'autre à grands coups de masse. Suivant que l'on frappe sur un bout d'un coin ou sur un autre, on tend à faire monter ou à faire descendre la charpente sur un plan incliné, il en résulte pour le cintre un exhaussement ou un affaissement dont l'amplitude est en raison inverse de l'inclinaison du plan de frottement sur l'horizon.

L'inclinaison de ce plan de frottement peut être prise égale à $\frac{1}{6}$ ou à $\frac{1}{5}$, mais il est évident que cette prescription n'a rien d'absolu.

Si l'inclinaison est faible, il faut un effort plus grand pour déterminer le mouvement ; si, au contraire, elle est forte, il ne faut plus qu'un faible effort, mais on risque alors de voir le mouvement de descente se produire spontanément.

C'est pour éviter cette spontanéité que, sur la figure 1, les coins de décintrement sont indiqués comme maintenus par des taquets cloués sur les semelles, taquets qu'on enlève au moment du décintrement.

Ces taquets sont inutiles si l'inclinaison du plan de glissement est inférieure à $\frac{1}{6}$.

Les coins sont très-commodes pour les petites voûtes, et nous pensons que jusqu'à 10 mètres d'ouverture, le mieux est de s'en contenter.

Pour les grandes ouvertures, ils présentent des inconvénients que M. l'ingénieur Croizette Desnoyers a nettement exposés dans les lignes suivantes :

« On sait, dit-il, que le procédé généralement usité maintenant pour décintrer une arche consiste à établir au bas du cintre et sur chaque file de supports, deux semelles horizontales espacées de $0^m,30$ à $0^m,40$, entre lesquelles on place de doubles coins que l'on doit desserrer peu à peu, de manière à ramener la semelle supérieure sur la semelle inférieure. Le cintre suit le mouvement de la semelle supérieure, et, par suite, doit s'abaisser graduellement, de manière à soutenir d'abord la voûte pendant qu'elle prend son tassement, et à l'abandonner ensuite en laissant à la fin un intervalle suffisant pour que l'on puisse enlever les couchis et les planches en bois blanc dont ils sont souvent recouverts.

« Ce mode réussit très-bien pour les arches d'ouverture moyenne ; mais dès que cette ouverture atteint 20 mètres, les coins, dont les surfaces sont très-fortement pressées, refusent de glisser même sous de très-violents coups de masse ; on est alors obligé de les ruiner à la hache, et comme ces coins sont en chêne dur que l'on est obligé de couper à peu près perpendiculairement aux fibres, ils offrent beaucoup de résistance, ne cèdent que sous de très-grands efforts et d'une manière irrégulière ; par suite, sur certains points, le cintre se détache tout à coup de la voûte, pendant que sur d'autres il la presse encore. Tous les mouvements sont brusques, et il en résulte que la voûte, dans son tassement, peut se trouver animée d'une force vive très-dangereuse, tandis que, d'un autre côté, l'inégalité avec laquelle le cintre quitte la voûte répartit les pressions d'une manière vicieuse, ce

qui peut amener des ruptures et tend au moins à diminuer beaucoup la régularité de la courbe définitive de la douelle. »

Pour des arches de 31 mètres, ce mode était donc loin d'offrir des garanties de sécurité suffisantes.

On avait pensé d'abord que l'obstacle opposé par les coins au glissement provenait uniquement de ce que ces coins, étant placés au moment du levage du cintre, leurs surfaces restaient trop longtemps en contact, étaient soumises à tant d'alternatives de sécheresse et d'humidité qu'elles devaient adhérer et se pénétrer même de manière à rendre tout glissement impossible. Dès lors, on était fondé à admettre que, pour que les coins pussent fonctionner convenablement, il suffisait de mettre d'abord entre les semelles des billes en bois debout et d'une nature facile à ruiner, de laisser le cintre supporté ainsi pendant tout le temps de la construction, puis, au moment du décintrement, de placer à côté de chaque bille une paire de coins bien savonnés, de détruire les billes et de faire ensuite glisser les coins peu à peu, comme on le fait pour les petites arches. Pour que le mouvement se fît bien régulièrement, M. Beaudemoulin avait, en outre, l'intention de relier ensemble, par un fort boulon, les deux coins de chaque point d'appui, et de faire tarauder tous les boulons d'une manière uniforme, de telle sorte qu'en desserrant d'un tour l'écrou de chaque boulon, chaque point d'appui du cintre s'abaissât d'une même quantité, ce qui permettait d'arriver à une régularité tout à fait mathématique.

On a fait dans ce but de nombreuses expériences au moyen d'une presse hydraulique avec laquelle on exerçait, sur un système de coins, une pression égale à celle que la voûte devait faire éprouver pendant le décintrement; mais on est arrivé à reconnaître que s'il était facile de déterminer l'inclinaison de manière que les coins pussent glisser l'un sur l'autre dans des conditions données, les faces horizontales qui s'appuyaient sur les semelles avaient toujours une adhérence telle que le glissement des coins ne s'opérait qu'en amenant un déplacement horizontal des semelles qui pouvait entraîner leur chute. On n'aurait pu remédier à cet inconvénient très-grave que par des expédients beaucoup trop coûteux ; il a fallu donc renoncer d'une manière définitive à tout système de coins.

Crémaillères. — Le système des crémaillères est identique à celui des coins, il revient à accoler plusieurs jeux de triples coins. Une application importante en a été faite, comme nous l'avons vu, au pont sur le Strand, dont le cintre est représenté par la figure 3 de la planche XXXV.

Le système se compose de deux semelles *a*, *d*, entre lesquelles est la crémaillère *b*; la semelle supérieure (*a*) reçoit les abouts des arbalétriers, la semelle inférieure *d* surmonte les chandelles et forme le support fixe ; sur leurs faces qui se regardent, les semelles sont entaillées en redans et sur chacune d'elles on voit trois plans inclinés séparés par des ressauts ; entre les deux semelles est la crémaillère *b*, dont les faces s'appliquent sur les plans inclinés des semelles, sans cependant toucher aux ressauts dont elles sont séparées par des cales rectangulaires qu'indiquent des hachures.

Si l'on enlève ces cales et que l'on frappe sur la tête *b* de manière à enfoncer la crémaillère entre les deux semelles, il en résulte un mouvement relatif qui fait descendre les pièces (*a*) et (*b*) sur leurs plans inclinés, tandis que la semelle (*d*) reste fixe ; en somme, les semelles (*a*) et (*d*) se rapprochent, et, par suite, le cintre s'abaisse.

Inversement, si l'on tirait la crémaillère *b*, elle éloignerait les deux semelles l'une de l'autre et remonterait le cintre, de sorte que la crémaillère peut être

très-utile pour placer le sommet du cintre juste à la hauteur voulue avant de commencer la construction.

Cette opération sera facilitée si, au lieu de prendre des cales rectangulaires, on les compose avec des doubles coins; en frappant sur ces coins dans un sens ou dans l'autre on approchera ou on éloignera de l'intrados la crémaillère (*b*), c'est-à-dire qu'on baissera ou qu'on élèvera le cintre.

Ce système, quoique ingénieux, n'a guère eu d'applications.

Sacs à sable et boîtes à sable. — En présence des inconvénients que nous avons signalés dans l'usage des coins, M. l'ingénieur en chef Beaudemoulin eut l'idée de leur substituer des sacs remplis de sable, d'où l'on laisserait le sable s'échapper peu à peu au moment du décintrement de manière à produire un abaissement lent et sans secousse.

Ces sacs, formés de forte toile, ouverts aux deux bouts et munis à leur partie centrale d'un petit ajutage aussi en toile, ont $0^m,35$ de diamètre et $0^m,40$ de longueur; on les remplit de sable sec, et, pour les empêcher d'éclater, on les entoure en leur milieu d'une forte sangle; les deux gueules ainsi que l'ajutage sont liés solidement.

Ainsi préparés, on les place entre les semelles, près des billes provisoires qui supportent le cintre, et on les serre aussi énergiquement que possible entre les deux semelles, au moyen de coins en chêne, ainsi qu'on le voit sur les figures 2 de la planche XXXVII.

A coups de hache, on attaque les billes provisoires, et on les taille d'abord en biseau, puis en pointe; elles s'écrasent ou pénètrent dans la semelle inférieure; le cintre descend de $0^m,02$ environ et finit par reposer complétement sur les sacs à sable dont il a complété la compression.

Alors on délie les ajutages, on les maintient ouverts avec une lame de bois dont on se sert à la rigueur pour aider à l'écoulement du sable; le surveillant s'arrange de manière à régulariser l'écoulement en tous les points, le cintre s'abaisse peu à peu et la voûte finit par se détacher.

Alors l'opération est terminée et l'on peut ouvrir les gueules des sacs pour descendre complétement le cintre.

Le sable, torréfié dans une chaudière, prend une fluidité remarquable et on ne peut guère le maintenir entre les doigts; aussi s'écoule-t-il des sacs avec une grande facilité, mais il a l'inconvénient de transmettre les pressions en tous les sens et quelquefois il fait crever les sacs; aussi ne recherche-t-on pas une absolue siccité, et on en est quitte, si l'écoulement est paresseux, pour l'aider avec une sorte de cuiller en bois ou en fer.

La rupture d'un sac pendant l'opération pourrait entraîner des accidents et amener des chocs redoutables; aussi place-t-on à côté de chaque sac un double coin dont on maintient la face supérieure à quelques millimètres seulement de la semelle du haut; ce coin se manœuvre à la main pendant la descente, et, si le cintre venait à descendre brusquement, il trouverait, dès les premiers moments de sa chute, un support préparé pour le recevoir.

Cette précaution doit toujours être prise, quel que soit le système de décintrement adopté, coins, sacs ou boîtes à sable; avec les coins eux-mêmes, il peut arriver que, sous un coup de masse trop violent, un coin saute et se dégage complétement, le support auxiliaire trouve alors son utilité.

Les sacs à sable ont servi au décintrement d'un grand nombre de ponts: M. l'ingénieur de Lagrené leur a apporté une modification qui ne s'est point propagée, mais qu'il est cependant intéressant de signaler:

Au milieu de sacs remplis de sable, figure 3, planche XXXVII, il introduit un tube en caoutchouc de 0m,10 de diamètre et de 0m,35 de longueur, qui est rempli d'eau, et que termine en dehors du sac un robinet en bois d'if; en ouvrant le robinet, on obtenait un écoulement lent et continu qui se traduisait par un affaissement lent et continu des cintres. Pour que le tube en caoutchouc conserve sa forme cylindrique et ne s'aplatisse pas, il doit être également pressé sur toutes ses faces, ce qui ne peut se réaliser que s'il est plongé dans un fluide; avec ce système on est donc conduit à employer un sable pur parfaitement torréfié. C'est cet inconvénient et la légère complication de l'appareil qui ont sans doute empêché l'emploi de s'en répandre; le simple sac à sable était aussi commode et presque aussi précis.

Boîte à sable. — Mais le sac à sable lui-même s'est vu detrôné par la boîte ou cylindre à sable, dont l'emploi plus commode est aujourd'hui général sur tous les chantiers.

L'idée de la boîte à sable est due à M. l'ingénieur de Sazilly.

Cette boîte comprend deux parties : l'une fixe, l'autre mobile; la partie fixe est un cylindre creux en tôle, la partie mobile est un cylindre plein en chêne qui forme piston pour pénétrer dans le cylindre creux. L'appareil est représenté par les figures 4 de la planche XXXVII.

On ne donne quelquefois que 0m,002 d'épaisseur au cylindre en tôle, mais il vaut mieux adopter 0m,04 à 0m,05 pour en prolonger la durée et pour éviter les accidents ; bien que le sable n'exerce qu'une faible poussée latérale, il arrive quelquefois que des cylindres se crèvent, et cela peut entraîner des accidents.

Le fond du cylindre en tôle est garni d'une rondelle en bois de chêne; on remplit cette boîte métallique de sable bien sec et on la surmonte du piston en chêne.

Le meilleur sable est celui de dimension moyenne, pur et rude au toucher; on le dessèche bien, soit au soleil, soit dans un fourneau.

Le jeu qui reste entre le piston et la tôle est bouché d'ordinaire avec un peu de plâtre qui se détachera lors du décintrement.

Le piston doit être engagé dans le cylindre assez pour qu'il n'y ait pas de déversement à craindre.

L'appareil est terminé en haut et en bas par deux plaquettes carrées en bois de chêne qui touchent les semelles et qui répartissent les pressions sur une grande surface.

Le jeu de l'appareil est d'ordinaire de 0m,12 à 0m,20; il occupe une hauteur totale de 0m,50 à 0m,60.

Au bas du cylindre en tôle existe quatre trous ronds, placés à angle droit; on les bouche, non pas avec des bouchons en liége qui se brise facilement, mais avec des chevilles en bois.

Lorsqu'on enlève une cheville, si le sable intérieur est sec, il s'écoule et forme en avant de l'orifice un petit cône reposant sur la planchette carrée; ce cône s'élève peu à peu et lorsque son sommet a dépassé l'orifice l'écoulement s'arrête. Enlève-t-on ce cône avec la main ou avec une raclette en bois, l'écoulement recommence pour s'arrêter encore lorsque le cône est reformé.

Cet écoulement intermittent donne donc une mesure facile des volumes qui s'échappent.

Si le sable n'est pas assez sec, il ne s'écoule pas spontanément; quelquefois, il suffit de quelques coups légers frappés sur la tôle pour déterminer l'écoule-

ment, mais souvent aussi il faut faire tomber le sable avec un petit crochet en fer que l'on introduit dans l'orifice.

Les boîtes de décintrement étant en place, c'est une bonne précaution de tracer sur le piston en chêne à partir du rebord supérieur de la tôle des divisions de centimètre en centimètre; on les numérote de la même manière, et chaque ouvrier préposé à une boîte voit immédiatement s'il est d'accord avec son voisin pour l'abaissement.

Maintenant, voici comment on procède au décintrement :

La première opération consiste à mettre les cylindres en place; souvent on les pose lors du montage du cintre, ils servent alors de supports pendant toute la construction; mais, sous l'influence de l'humidité ou des crues, le sable se mouille et se tasse et perd de sa fluidité; au décintrement, on est forcé de frapper sur la tôle pour le faire écouler et de le tirer avec le crochet. Il n'y a pas à cela grand inconvénient, mais il est meilleur, pensons-nous, de ne poser les boîtes à sable qu'au moment du décintrement; pendant la construction, on les remplace par des billes provisoires en bois, et lorsqu'il s'agit de faire la substitution, on place de chaque côté de la bille, soit deux verrins, soit tout simplement deux doubles coins que l'on presse contre les semelles, on détruit la bille provisoire et on insère la boîte à sable, en laissant un jeu aussi faible que possible.

On répète l'opération pour toutes les billes successivement; quand une boîte est posée, on enlève les deux coins voisins et le cintre vient poser sur elle. Il est bon, avant d'insérer la boîte, de donner quelques coups de masse sur le piston en chêne, afin d'être bien assuré de l'incompressibilité du sable.

Il est évident, que de la sorte on fait toujours descendre le cintre de deux ou trois millimètres, mais cela est sans inconvénient, et cette quantité est bien inférieure à l'élasticité des bois qui se détendent.

Les verrins sont donc inutiles; nous avons pratiqué la substitution pure et simple des boîtes à sable aux billes provisoires, sur cinq arches de 33 mètres d'ouverture et l'opération s'est effectuée avec une grande facilité.

Voilà donc les boîtes en place, et à côté de chacune est un ouvrier armé d'un crochet et d'une raclette en bois; on s'assure que les bouchons jouent bien et s'enlèvent sans difficulté. Le conducteur des travaux commande la manœuvre : il ordonne d'ouvrir d'abord un premier trou et de laisser le cône de sable se former en aidant l'écoulement avec le crochet si c'est nécessaire; lorsque le premier cône est formé partout, on ouvre le trou opposé et on laisse former un nouveau cône; on agit de même sur les deux derniers trous.

Lorsque le tour complet est achevé, on revient au premier trou, on enlève d'un coup de raclette ou d'un coup de main le cône de sable, et il s'en forme un second; on en fait autant successivement aux trois autres trous, puis on revient au premier, et ainsi de suite indéfiniment.

L'abaissement se produit donc d'une manière lente, continue et uniforme sur tous les supports.

Dans la pratique, il y a des ouvriers maladroits qui exécutent mal les commandements; il faut donc jeter un coup d'œil sur la division que portent les pistons en chêne, et voir si l'enfoncement a été partout du même nombre de centimètres. Si l'un des pistons est en retard, on l'amène au niveau des autres en enlevant quelques cônes de sable.

Souvent le sable s'écoule, il se forme à l'intérieur de la boîte en tôle de véritables cavernes, et le piston ne descend pas; mais, on serait exposé à le voir

tomber tout d'un coup d'une certaine hauteur, aussi est-il prudent pendant l'opération de donner, sur la semelle supérieure, quelques légers coups de masse, qui suffisent à déterminer le mouvement.

C'est l'habitude de placer un homme à chaque boîte ; cela ne gêne pas sur un grand chantier, car l'opération n'est pas longue. Cependant, si l'on voulait, on pourrait ne mettre qu'un homme par file de boîtes : ayant ouvert le trou n° 1 de la première boîte, il passerait au trou n° 1 de la seconde, puis à celui de la troisième, etc. ; il reviendrait à la première boîte ouvrir le trou n° 2, et passerait après aux autres boîtes, et ainsi de suite indéfiniment. Mais, nous le répétons, on va plus vite avec un ouvrier à chaque boîte et il n'en résulte pas une dépense appréciable.

Du reste, toutes les voûtes d'un pont étant construites, on commence par décintrer une seule arche, celle qui est fermée depuis le plus de temps, puis on passe aux autres arches, soit le même jour, soit plus tard.

Remarque sur la vitesse du décintrement. — Comme nous l'avons déjà dit, l'emploi des boîtes à sable est aujourd'hui général ; elles sont très-commodes, on en trouve partout, et l'État en possède dans les magasins des ingénieurs, autant qu'il en faut pour tous les travaux d'art. Avec elles, on a un abaissement lent et continu, on ne craint pas de voir les voûtes descendre brusquement et prendre une force vive qui leur ferait dépasser la position d'équilibre, ainsi que nous l'avons expliqué dans la théorie des voûtes, au moyen de la courbe des pressions.

Il ne faudrait point, cependant, s'exagérer les inconvénients d'un décintrement brusque, et aller chercher, comme le faisait M. Beaudemoulin, des mouvements différentiels, destinés à réduire la vitesse de descente à une valeur infinitésimale. Ce qui est à craindre, c'est l'instantanéité, et non pas un simple mouvement brusque; quelque vitesse qu'on donne à un coin, on n'arrive pas à l'instantanéité, et la vitesse que la voûte acquiert n'est pas très-considérable, surtout si l'on réfléchit que les cintres se détendent et remontent, c'est-à-dire s'opposent à l'affaissement.

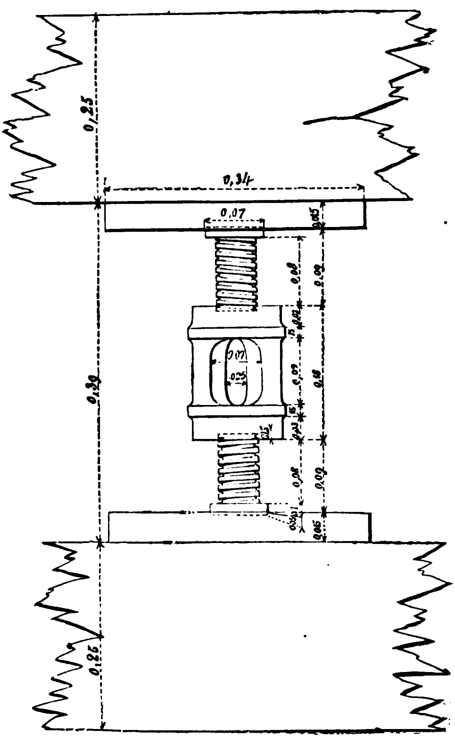
Le décintrement brusque pouvait être plus à craindre autrefois, lorsqu'on avait recours à des mortiers ordinaires, susceptibles de se comprimer outre mesure, et qu'il se produisait des abaissements à la clef de $0^m,10$, $0^m,15$ et plus; sans doute, une voûte qui tomberait instantanément de $0^m,15$ prendrait une force vive considérable, qui ne pourrait être annulée que par un travail de désagrégation et de rupture des matériaux. Mais, aujourd'hui, lorsqu'on se sert de mortiers de ciment et qu'on décintre au bout d'un mois de construction, on est presque en présence d'un monolithe, l'abaissement à la clef est de quelques millimètres, la force vive que la voûte est susceptible de prendre dans sa chute n'est pas à craindre; il n'est donc pas nécessaire de rechercher un décintrement très-lent, et il n'y a rien à craindre avec la boîte à sable, si vite qu'on exécute la manœuvre.

Décintrement par l'eau comprimée. — Il serait facile d'obtenir un appareil analogue aux boîtes à sable, mais beaucoup plus commode qu'elles; ce serait de substituer l'eau au sable. Dans un cylindre creux en fonte pénétrerait un piston plein aussi en fonte; le cylindre creux serait rempli d'eau et porterait à sa base un robinet à petit ajutage. Il va sans dire que le piston plongeur bien alésé pénétrerait exactement dans le col du récipient inférieur et que l'écoulement de l'eau serait rendu impossible au moyen d'un cuir ou caoutchouc embouti comme dans la presse hydraulique.

Cet appareil serait substitué aux billes en bois au moment du décintrement et on l'engagerait entre les semelles à frottement dur; pour décintrer, on mettrait un homme par ligne de pistons, il serait muni d'un verre de dimension donnée, correspondant, par exemple, à un abaissement de deux millimètres; il passerait successivement d'une boîte à l'autre, et tirerait partout la même mesure de liquide. La manœuvre serait donc simple et rapide, tout en produisant un abaissement très-lent. On aurait, en outre, l'avantage de pouvoir, à la rigueur, au moyen d'une pompe foulante, relever le piston et par suite le cintre avec la voûte, opération qu'il peut être utile d'effectuer en cas d'accident.

Avec un certain nombre de boîtes ainsi disposées, et qui se trouveraient au dépôt central des machines des ponts et chaussées, on aurait de quoi suffire à tous les travaux d'art de France.

Quelle épaisseur faudrait-il donner aux parois en fonte pour qu'elles ne travaillassent jamais à plus de 1 kilogramme à l'extension par millimètre carré? soit un diamètre intérieur de 0m,30, c'est le diamètre ordinaire des pieux qu'on charge à 25 kilogrammes par centimètre carré; la pression sur la paroi du cylindre est donc au plus de 25 kilogrammes par centimètre carré ou de 25 atmosphères; sur la section méridienne, la pression, pour un mètre de hauteur serait de $30 \times 100 \times 25$ ou de 75,000 kilogrammes; cette tension est supportée par la double section verticale de la fonte, c'est donc 37,500 kilogrammes par section, et, pour que la tension ne dépasse pas un kilogramme par millimètre carré, il faudra donner comme épaisseur à la fonte 0m,0375.



Nous nous contentons d'indiquer ce procédé qui n'a pas encore été appliqué.

Procédés divers. — En dehors des boîtes à sable, il existe d'autres procédés exceptionnels d'un usage moins répandu. Cependant, celui des verrins fait exception et on en trouve encore des applications assez fréquentes.

Verrins. — MM. Dupuit et Mahyer ont décintré les quatorze arches des Ponts-de-Cé au moyen des verrins représentés par la figure ci-dessus.

Les cintres furent d'abord montés sur des coins ordinaires. Quand le moment du décintrement fut arrivé, on plaça à côté des coins des verrins de la forme indiquée par la figure, et on tourna l'écrou de manière à soulever le cintre, on chassa alors les coins avec la plus grande facilité, et le cintre reposant sur les verrins fut ensuite descendu d'un mouvement qu'on put maîtriser complétement depuis le commencement jusqu'à la fin de l'opération.

L'appareil, dit M. Dupuit dans la note à laquelle nous empruntons les dessins, se compose de deux vis à têtes carrées, reposant sur des plaques légèrement entaillées ; ces vis pénètrent simultanément dans le même écrou, ou en sortent, suivant le sens de la rotation imprimée à cet écrou au moyen d'un levier. En changeant le sens d'une des vis et en lui donnant un pas légèrement différent, on pourrait augmenter indéfiniment la puissance de cet appareil ; mais, tel qu'il est, il est parfaitement suffisant pour décintrer les arches de la plus grande portée. Chaque verrin coûte 75 à 80 francs.

Voici, ajoute M. Dupuit, les avantages du procédé : c'est qu'on opère avec une précision mathématique, qu'on peut descendre le cintre d'une quantité déterminée, si petite qu'elle soit ; c'est qu'on peut aller aussi vite et aussi lentement qu'on veut, sans crainte de chute brusque ; c'est que l'opération, commencée trop tôt, peut être arrêtée, suspendue, ajournée indéfiniment ; c'est qu'un tassement inégal peut être corrigé, le cintre trop descendu sur un point ou dans toute son étendue, peut être remonté et remis en place ; c'est que les verrins ne craignent pas l'eau, et qu'une fois placés on pourrait les manœuvrer facilement, même submergés par une crue, au moyen d'un levier coudé.

Pour toutes ces raisons, M. Dupuit trouvait les verrins supérieurs aux boîtes à sable ; M. Beaudemoulin prétendait, au contraire, que les boîtes à sable étaient moins susceptibles de donner lieu à des accidents et à des ruptures. Nous pensons que les verrins sont au moins aussi bons ; aux Ponts-de-Cé ils ont permis de remonter une voûte qui suivait le cintre, de la remettre en place, de la consolider et de la décintrer ensuite.

Seulement, les verrins coûtent plus cher que les boîtes à sable, c'est sans doute la raison qui a fait préférer celles-ci.

Les figures 5 de la planche XXXVII représentent les verrins avec lesquels M. l'ingénieur Paul Regnauld a décintré les 17 arches du pont de Saint-Pierre de Gaubert, sur la Garonne.

« Lorsque, les voûtes terminées, on voulait, dit M. Regnauld, enlever les cintres, on plaçait, entre les coins, des verrins qu'on faisait reposer sur les semelles inférieures, et dont, à l'aide de clefs de manœuvre, on élevait les écrous jusqu'à ce qu'ils vinssent presser suffisamment contre les semelles supérieures. Puis, à coups de masse, on desserrait les coins, et les verrins supportaient seuls le cintre. Alors, imprimant à leurs écrous un mouvement de rotation inverse du précédent, on les faisait descendre, et le cintre entier s'abaissait lentement, parallèlement à lui-même.

Cette manœuvre exigeait beaucoup d'ensemble de la part des ouvriers ; car il était important que les écrous descendissent de la même quantité pour que la charge fût uniformément répartie. Ce décintrement s'opérait par des abaissements successifs de $0^m,01$. Les coins étaient chassés, mais insensiblement, de telle sorte que, lorsqu'ils laissaient $0^m,01$ de vide, on abaissait le cintre à l'aide du verrin.

On chassait de nouveau les coins, comme précédemment, puis, avec les verrins, on faisait descendre le cintre, et ainsi de suite jusqu'au moment où le cintre ne supportait plus la voûte.

Ce moyen avait l'avantage de ne pas éloigner les coins et l'on pouvait facilement s'en servir, en cas de besoin, comme points d'appui.

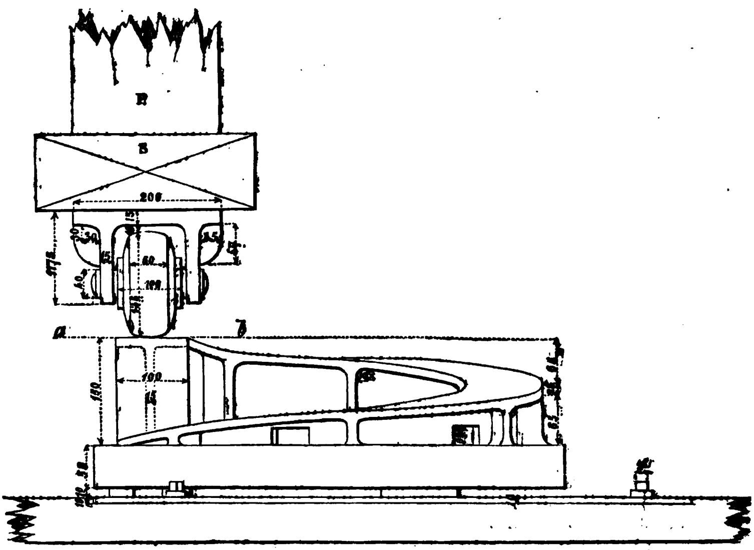
Ce mode de décintrement présente sur ceux employés jusqu'à ce jour les avantages suivants :

1° On obtient un abaissement de cintre aussi lent et aussi régulier que possible, et on diminue la fréquence des accidents ;

2° On peut, en relevant les écrous, ramener le cintre dans sa position primitive si quelque déformation se manifeste dans la voûte.

Il est certain que les verrins ont des avantages sur les boîtes à sable; lors donc qu'on en aura à sa disposition, on fera bien d'y recourir.

Appareil Pluyette. — M. l'ingénieur Pluyette s'est servi, pour le décintrement du pont-viaduc de Nogent-sur-Marne, d'un appareil ingénieux, dérivé de la vis à filet carré que représente en élévation la figure ci-dessous.



Cet appareil n'a guère été employé qu'à Nogent, et nous ne le décrirons que d'une manière sommaire. Il se comprend, du reste, à la seule inspection du dessin.

Sous les poinçons P des fermes des cintres règne une semelle S, sous laquelle est fixée une crapaudine en fonte, dont les joues évidées sont traversées par l'essieu d'une roulette.

Cette roulette repose au sommet d'une surface de vis à filet carré ; cette surface en fonte est supportée par des nervures en fonte et terminée à sa base par une plaque en fonte montée sur trois galets, de sorte que l'appareil tout entier est mobile autour de son axe vertical. La rotation s'obtient au moyen de leviers passés dans des trous ménagés *ad hoc*.

La rotation de la vis se transforme en un abaissement de la roulette, et le rapport du déplacement angulaire horizontal au déplacement linéaire vertical dépend du pas de la vis.

Chaque appareil pèse, tout compris, 171 kilogrammes et a coûté 96 francs. Avec 50 appareils on a décintré 30 arches de 15 mètres et 4 de 50 mètres.

Le système est facile à mettre en place et à manœuvrer; mais il nous paraît inférieur aux verrins, car il est plus encombrant et plus cher.

Mesure du tassement des voûtes. — On comprend tout l'intérêt qui s'attache à la mesure exacte du tassement des voûtes lors du décintrement.

Quelquefois, on se contente de faire un nivellement avant et après l'opération ; mais un nivellement ne permet pas le contrôle, ne laisse point subsister de trace, et on ne doit pas s'en contenter.

Le mieux est de placer en face de la clef une longue aiguille verticale, fichée en lit de rivière ; en face, on fixe sur la maçonnerie une réglette horizontale. Avec un crayon on marque de temps en temps la position de la réglette sur l'aiguille, et on se rend compte ainsi des abaissements successifs pendant le décintrement et à la suite de cette opération.

Le tassement complet ne se produit pas pendant le décintrement ; ce tassement augmente dans les heures et quelquefois dans les jours qui suivent. Avec les mortiers ordinaires, notamment, le tassement augmente pendant assez longtemps ; avec les mortiers de ciment, au contraire, le tassement est dû à l'élasticité de l'arc monolithe, il prend sa valeur définitive au bout de quelques heures.

Dans le tassement total des voûtes, on distingue le tassement sur cintres et le tassement proprement dit de la voûte après le décintrement.

Le tassement sur cintre dépend uniquement de la rigidité de celui-ci et de la surcharge qu'on lui a imposée. Comme on ne surcharge jamais un cintre d'un poids égal à celui de la voûte, il faut toujours compter sur un tassement pendant la construction. Lorsqu'on exécute d'abord un premier rouleau de maçonnerie avec mortier de ciment, ce premier rouleau forme pour ainsi dire un cintre supplémentaire par rapport aux autres rouleaux et sa roideur s'oppose à un trop grand tassement.

Dans ce cas, on peut se contenter de donner au sommet des cintres un surhaussement de 0m,05.

Lorsque l'on n'exécute pas la maçonnerie par rouleaux on fera bien de surhausser les cintres de 0m,10 en vue de leur tassement propre.

Le surhaussement modifie la courbe de pose de l'intrados et on la calcule à nouveau pour déterminer le profil des cintres.

Si une légère diminution dans la flèche finale était sans importance, par exemple au point de vue de la navigation, on pourrait s'abstenir de tout surhaussement et profiler les cintres suivant l'intrados prévu au projet.

Avec les mortiers de ciment, le tassement des voûtes ne dépasse guère 0m,03, et on peut se dispenser d'un surhaussement spécial en vue de cet affaissement.

Avec les mortiers ordinaires, si l'on veut décintrer trop vite, on risque d'avoir 0m,08 ou 0m,10 de tassement pour des voûtes de 30 mètres, et on fera bien alors d'augmenter d'autant le surhaussement des cintres.

La figure 6 de la planche XXXVII représente la méthode qu'employaient Perronet et plusieurs ingénieurs pour se rendre compte du tassement des voûtes. Ils traçaient sur les voussoirs du sommet une ligne horizontale des extrémités de laquelle partaient deux droites inclinées sensiblement normales aux joints de rupture. Ces droites se déformaient au décintrement et prenaient la forme indiquée à droite de la figure ; on voit que le sommet des voûtes s'affaisse pendant que les reins sont comme repoussés vers les piles.

Aujourd'hui, même avec des mortiers ordinaires, on a des tassements bien moindres qu'au temps de Perronet, parce qu'on attend plus longtemps pour décintrer, tandis qu'autrefois on décintrait aussitôt la voûte achevée. Le tracé des lignes précédentes est donc peu utile et on se contente en général de mesurer les abaissements à la clef comme nous l'avons indiqué plus haut.

Pour terminer, nous donnerons ici les tassements observés sur quelques voûtes :

1° Pont de Neuilly, arches de 39 mètres surbaissées au quart, cintres surhaussés de 0m,40, tassement sur cintres, 0m,61 ; les voûtes furent décintrées 20 jours après leur achèvement et s'abaissèrent encore de 0m,30 ; tassement total, 0m,91.

2° Pont de Nogent-sur-Seine, arches de 29 mètres d'ouverture, surbaissées au tiers ; les cintres, bien que surchargés préalablement, tassèrent de 0m,074 pendant la construction ; la voûte, décintrée trois jours après l'achèvement de la maçonnerie, éprouva un tassement de 0m,34, qui avait atteint 0m,37 un an après.

3° Pont de Mantes, arches de 39 mètres d'ouverture avec 11 mètres de flèche, tassement sur cintres, 0m,325 ; les voûtes, décintrées 13 jours après leur achèvement, tassèrent de 0m,335. D'où résulte un tassement total de 0m,66.

Il faut se rappeler que les trois ponts précédents étaient construits sur cintres retroussés et avec des mortiers de chaux ordinaire.

Les cintres fixes et les chaux hydrauliques ont réduit les tassements, que l'emploi des ciments a encore atténués.

4° Pont de la Concorde, 31 mètres d'ouverture, 4 mètres de flèche, 0m,13 de tassement total.

5° Pont d'Iéna, 28 mètres d'ouverture, 3m,30 de flèche, 0m,15 de tassement total.

6° Pont du Sault du Rhône, 34 mètres d'ouverture, 9m,75 de flèche, 0m,28 de tassement total.

7° Pont de Montlouis, arches de 24m,76 d'ouverture et 7m,10 de flèche, maçonneries de mortier de chaux hydraulique, tassements sur cintres de 0m,024 à 0m,047, tassements au décintrement, 0m,046 à 0m,053, tassement total, 0m,07 à 0m,10.

8° Pont de Chalonnes, arches de 30 mètres d'ouverture et 7m,50 de flèche, maçonneries de mortier de chaux hydraulique, tassement sur cintres de 0m,04 à 0m,042, tassement au décintrement de 0m,042 à 0m,088, tassement total de 0m,082 à 0m,13.

9° Pont de Tilsitt à Lyon, arches de 22 mètres d'ouverture et 2m,50 de flèche, exécutées avec le plus grand soin, en pierres de taille hourdées avec du mortier de ciment de Grenoble, les cintres ayant été préalablement surchargés des $\frac{1}{3}$ du poids des voûtes ; au décintrement effectué six semaines après l'achèvement des voûtes, le tassement n'a pas dépassé un millimètre.

10° Pont sur la Creuse, arches de 31 mètres avec 11 mètres de flèche, maçonnerie de mortier hydraulique, les cintres avaient été surchargés au sommet de 50,000 kilogrammes, le tassement sur cintres a été de 0m,04 à 0m,05. Les voûtes sont restées 20 à 25 jours sur cintres après la fermeture et ont toutes tassé d'à peu près 0m,08 lors du décintrement.

11° Pont de Villeneuve, sur l'Yonne, arche de 34 mètres d'ouverture, mortier formé de volumes égaux de ciment de Vassy et sable ; décintrement, 10 jours après l'achèvement, pas de tassement appréciable.

12° Les ponts de Nantes, maçonnés en mortier de ciment de Portland, n'ont eu au décintrement que des tassements insensibles qui n'ont pas dépassé 0m,02 pour des voûtes de 22 mètres fermées depuis 25 jours environ.

13° Voûtes du viaduc du Point-du-Jour, de 30 mètres d'ouverture, hourdées en mortier de ciment de Portland (1 de ciment pour 3 de sable) ; ces voûtes, exécutées en 30 jours, ont été laissées, au minimum, 30 jours sur cintres, et le tassement constaté au moment du décintrement a varié de 0m,009 à 0m,012.

On a obtenu des résultats presque identiques sur des voûtes de 33 mètres d'ouverture, exécutées en mortier de Portland (mêmes proportions que plus haut), et décintrées de 15 à 20 jours après leur achèvement.

14° Au pont de Saint-Pierre de Gaubert, qui comprend 17 arches de 21^m,65 d'ouverture, les voûtes, hourdées en mortier de chaux du Theil, ont subi des tassements compris entre 0^m,00 et 0^m,15, mais la majeure partie n'a baissé que de 0^m,003.

Du temps que les voûtes doivent passer sur cintres. — Ce temps est variable suivant l'ouverture de la voûte, suivant les matériaux employés, suivant la saison et suivant l'intérêt qu'on a à obtenir de faibles abaissements.

Pour les petites voûtes, le temps qu'on les laisse sur cintres est à peu près indifférent.

Avec du mortier de chaux hydraulique, on devra attendre plus longtemps qu'avec du ciment; dans tous les cas, il est avantageux d'attendre que la prise soit très-avancée.

En été, le durcissement des mortiers va plus vite qu'en hiver, et on pourra décintrer plus tôt.

Si l'on tient à ne pas avoir d'abaissement à la clef, on devra attendre que les mortiers aient fait prise complète.

Nous pensons qu'on sera dans de bonnes conditions si l'on décintre :

1° Les voûtes hourdées en bon mortier de chaux hydraulique, six semaines ou deux mois après leur achèvement;

2° Les voûtes hourdées en mortier de ciment dit Portland, 15 à 20 jours après leur achèvement;

3° Les voûtes hourdées en mortier à prise rapide, 4 à 5 jours après leur achèvement.

Pour les petites ouvertures, on pourra même décintrer presque aussitôt la pose de la clef.

REMARQUES GÉNÉRALES.

Nous sommes arrivé au terme de notre travail en ce qui a trait aux ponts en maçonnerie, et nous espérons que le lecteur trouvera dans ce qui précède tous les renseignements nécessaires.

Quant à l'exécution des maçonneries de toute nature, à la disposition des chantiers, au bardage des matériaux, nous en avons exposé les principes dans notre *Traité de l'exécution des travaux*, et nous ne reviendrons point sur ce sujet.

La construction des ponts en maçonnerie a fait de grands progrès dans le siècle actuel, non pas comme hardiesse, car on n'a guère dépassé les anciennes ouvertures, mais comme perfection, comme rapidité, comme élégance et solidité dans la construction.

L'introduction des chaux hydrauliques avait déjà réalisé des progrès considérables; celle des ciments permet d'aller plus loin encore.

Les mortiers de ciment prennent une dureté comparable, quelquefois supérieure à celle des pierres qu'ils lient ensemble; les massifs deviennent monolithes, et la dimension des morceaux dont ils sont composés n'a plus d'influence.

La pierre de taille, si coûteuse, si difficile à barder et à mettre en place, doi

donc disparaître ou tout au moins être réservée seulement aux arêtes principales de la construction et aux moulures.

Le moellon piqué, le moellon têtué, le moellon brut doivent constituer eux seuls presque toute la masse de la construction.

Autrefois, on exécutait les voûtes entières en pierres de taille ; plus tard, on se contenta de faire les bandeaux en pierre de taille avec le corps de douelle en moellon piqué. Mais qu'arrivait-il? Au décintrement, les têtes tassaient moins que le corps de la voûte parce que les joints étaient plus nombreux ici que là, et les têtes se séparaient quelquefois du reste de la voûte. Aussi, avons-nous vu les constructeurs soigneux réunir par des tirants en fer ou par des chaînes en pierre de taille les bandeaux des têtes.

Aujourd'hui de telles précautions sont inutiles : avec du mortier de ciment, le nombre des joints est indifférent pourvu qu'on attende la prise; on peut donc faire sans crainte des bandeaux en pierre de taille encadrant une douelle en petits moellons ; mais, n'est-il pas plus économique de composer les bandeaux eux-mêmes avec deux ou trois assises de moellons équarris. Il en résulte de grands avantages économiques : on n'a plus besoin de panneaux, et la maçonnerie des têtes s'exécute comme avec de la brique ; les grues roulantes deviennent inutiles, une voie de fer avec vagonnets, établie sur toute la longueur du travail, suffit au transport des matériaux qui sont chargés et déchargés à la main.

Lorsqu'on voit dans les ponts de Perronet des blocs de plusieurs mètres cubes avec des formes contournées pour produire l'enchevêtrement, on est effrayé du prix que de pareilles pierres atteindraient maintenant, et l'on sent tous les services que peuvent rendre les ciments de bonne qualité que l'on trouve aujourd'hui, très-facilement à un prix modéré.

Nous pensons donc qu'il faut entrer résolûment dans la voie économique de l'emploi exclusif des petits matériaux : une preuve à l'appui, c'est l'état dans lequel on trouve des constructions fort anciennes, ponts ou vieilles tours féodales, les parements en pierre de taille ont disparu, et le massif de moellons est resté inébranlable depuis des siècles.

Un autre perfectionnement qu'on a apporté à la construction des ponts, c'est l'exécution par zones ou anneaux consécutifs ; on économise ainsi sur les cintres que l'on transporte parallèlement à eux-mêmes et sur le cube de maçonnerie, car le vide entre les anneaux peut être recouvert soit par des dalles, soit par de petites voûtes.

Nous avons donné une application de ce système pour la substitution de voûtes en briques à un vieux pont en charpente : on démolit le pont en charpente sur la moitié de sa largeur et on concentre la circulation sur l'autre moitié ; sur la moitié libre on construit un demi-pont en briques, sur lequel on ramène ensuite la circulation pour transporter le cintre à côté et construire la seconde moitié de pont. Les deux demi-ponts ne sont pas jointifs, parce qu'ils peuvent subir des tassements inégaux; on laisse entre eux un espace vide que l'on recouvre avec une dalle.

M. l'ingénieur Cadot a fait une belle application du système de construction en deux parties lorsqu'il a substitué des voûtes en maçonnerie aux cinq travées de 27 mètres d'ouverture qui composaient le pont de Tournus : il concentra la circulation sur la moitié du pont, détruisit l'autre moitié, construisit à la place un demi-cintre, ramena la circulation sur ce demi-cintre, construisit l'autre demi-cintre et la demi-voûte superposée que l'on livra à la circulation après son

achèvement ; on exécuta alors la demi-voûte restante, puis les corniches et parapets de chaque côté.

On arriva ainsi à édifier en quelques mois un ouvrage important sans causer aucune gêne à la circulation : c'est une précaution qu'on doit observer autant que possible dans les travaux publics.

RÉDACTION D'UN PROJET DE PONT.

Le dossier d'un projet de construction comprend cinq pièces écrites, plus des dessins d'ensemble et de détails donnant toutes les dimensions des ouvrages.

Nous n'avons rien à dire sur les dessins, si ce n'est qu'ils doivent être exécutés à une échelle suffisante et cotés avec le plus grand soin.

Les cinq pièces écrites sont :

1° Rapport de l'ingénieur ;

2° Devis et cahier des charges ;

3° Avant-métré ;

4° Bordereau des prix et renseignements sur leur composition ;

5° Détail estimatif.

1° Dans son rapport, l'ingénieur commence par établir la nécessité du travail, et il en donne la description générale sans entrer dans les détails de construction, puis il prend chaque partie de l'œuvre et expose les raisons et les calculs qui l'ont conduit à adopter telle ou telle disposition ; il dira notamment comment il a déterminé l'ouverture des arches, leur montée, le mode de fondation, la largeur du pont entre parapets. Viennent à la fin les calculs de résistance qui donnent les pressions à la clef, les courbes de pression, les pressions élémentaires sur les diverses assises des piles et des fondations, enfin toutes les quantités qui intéressent la stabilité de l'édifice : à cette section du rapport il faut joindre les épures et diagrammes desquels on a déduit les résultats numériques. On termine d'ordinaire par un aperçu des dépenses à faire, et on cherche le prix de revient soit par mètre carré du plan, soit par mètre carré d'élévation, soit par mètre courant, afin d'en faire la comparaison avec le prix d'ouvrages analogues.

2° Le *devis et cahier des charges* est la pièce importante de l'entreprise, celle qui règle les discussions entre l'entrepreneur et l'administration ; elle doit donc prévoir toutes les objections qui peuvent se présenter au sujet de la qualité des matériaux, de leur emploi et du mesurage.

Le *devis et cahier des charges* se divise d'ordinaire en quatre chapitres distincts, savoir :

Chapitre I. Indications générales et description des ouvrages.

Chapitre II. Indication des lieux de provenance ou d'extraction des matériaux. Qualités des matériaux.

Chapitre III. Préparation et emploi des matériaux. Mode d'exécution des ouvrages.

Chapitre IV. Mode d'évaluation des ouvrages. Conditions générales.

Tous les articles du devis sont numérotés, et le numérotage se poursuit d'un chapitre à l'autre.

Dans le chapitre I, on commence par désigner le genre et l'emplacement des travaux, puis on procède à la description méthodique de l'édifice et de ses diverses

parties, arches, piles, couronnement et corniches, parapets, chaussées, fondations des piles et des culées, cintres de toute nature. On doit se borner dans cette description à faire bien saisir la disposition de l'ouvrage et les dimensions principales de ses diverses parties; on ne doit pas, comme on le fait bien souvent, reproduire toutes les cotes de détails, qui se trouvent sur les dessins, ceux-ci deviendraient donc inutiles. Nous le répétons, les dimensions principales seules sont à inscrire au devis : le cahier des clauses et conditions générales laisse une assez grande latitude dans les quantités dont peuvent varier, sans donner droit à indemnité pour l'entrepreneur, les diverses natures de travail, pour qu'il soit inutile de préciser à l'avance les dimensions de chaque pierre de taille. Par exemple, on donnera la hauteur de la plinthe, sa saillie sur le plan des tympans et sa longueur de queue, mais on ne décrira pas le profil des moulures dont elle est ornée. On aura soin de dire dans un article au sujet de tous ces détails que l'entrepreneur devra se conformer aux dessins qui lui seront remis par l'ingénieur en cours d'exécution.

Dans le chapitre II, on indique les lieux d'extraction ou de provenance des matériaux et les qualités qu'ils devront posséder. On examine successivement la pierre de taille, le moellon de toute espèce, le caillou cassé, le sable, la chaux et le ciment.

On doit s'abstenir de préciser la maison ou la fabrique où les matières devront être achetées, car ce serait constituer un monopole pour cette maison ou cette fabrique. L'entrepreneur doit avoir la latitude de prendre les matériaux chez qui il lui plaira, pourvu que ces matériaux satisfassent aux conditions voulues d'aspect et de résistance. Ainsi, on pourra préciser le temps au bout duquel des mortiers doivent faire prise, c'est-à-dire supporter sans dépression l'aiguille de Vicat; on pourra définir aussi les charges de rupture par centimètre carré à l'extension ou à la compression. Pour toutes ces qualités des matériaux, le lecteur se reportera au traité de l'exécution des travaux.

Le chapitre III est le plus important de tous : il indique le mode d'exécution des mortiers, des maçonneries, des charpentes, etc., tout doit y être détaillé avec soin et les prescriptions accumulées de manière à prévoir tous les cas, il vaut mieux avoir à apporter une certaine tolérance aux prescriptions du devis que d'être forcé de les aggraver. On doit expliquer en détails la manière dont il sera procédé à chaque espèce de travail, si peu important qu'il soit.

Dans le chapitre IV, la partie principale est celle qui a trait au mesurage, il convient qu'il n'y ait aucun doute à cet égard, que l'on sache bien par exemple si des fouilles seront mesurées d'après le cube enlevé au tombereau ou d'après les dimensions relevées sur place, si pour les pierres de taille on prendra le plus petit prisme circonscrit ou le cube réellement mis en place, si les parties de pieux recepées seront comptées comme bois définitif ou comme bois repris par l'entrepreneur, etc. Lorsque certaines pièces sont comptées au poids, il est bon d'inscrire la densité qui servira de base au calcul, dans le cas où l'on connaîtrait seulement le volume sans avoir exécuté une pesée directe. Dans le même chapitre, on inscrit les précautions relatives à la réception des matériaux, au classement des matériaux de rebut, à l'organisation, à l'éclairage et à la garde des chantiers, à l'élection de domicile que doit faire l'entrepreneur dans le voisinage des travaux, aux mesures de sauvetage, aux frais de visite, d'implantation et de réception des travaux, aux droits d'octroi qui sont laissés à la charge de l'entrepreneur, etc. L'article final doit déclarer l'entrepreneur soumis aux clauses et conditions générales imposées aux entrepreneurs des ponts et chaussées par l'arrêté ministériel du

16 mai 1866. Une circulaire ministérielle prescrit de veiller à ce qu'aucun article du devis ne fasse double emploi avec un article du cahier des clauses et conditions générales ; il ne doit être dérogé à ce cahier qu'en cas de nécessité absolue, et la dérogation doit être inscrite au devis.

3° L'*avant-métré* est divisé par sections : terrassements, maçonnerie, dragages, charpente et fers. Il donne les éléments des quantités de chaque espèce de travail et totalise les résultats. Au sujet de l'avant-métré nous dirons qu'il faut éviter le travers où l'on tombe quelquefois d'exprimer les mesures avec de nombreuses décimales. Le cahier des clauses et conditions générales laisse une latitude assez étendue à la variation des quantités prévues, pour qu'il soit inutile de chercher l'exactitude absolue. Du reste, il y a toujours des modifications en cours d'exécution. Nous engageons donc à forcer toujours les éléments du calcul en adoptant des nombres ronds. Il arrive presque toujours que les prévisions sont plus ou moins dépassées, rarement elles restent d'une quantité notable au-dessous de ce qui est inscrit au projet. Il y a donc avantage à tous égards à adopter la marche que nous venons de dire, de forcer toujours les éléments.

4° Le *bordereau des prix*, suivi des renseignements ou sous-détails sur la composition de ces prix, doit être rédigé avec le plus grand soin.

Dans les sous-détails, on ajoute au prix des matériaux et de la main-d'œuvre $\frac{1}{20}$ pour faux frais et fournitures d'outils, puis au total ainsi obtenu on ajoute $\frac{1}{10}$ pour bénéfice. Rappelons ici que dans les contestations, c'est le bordereau seul qui fait foi ; le sous-détail n'est donné qu'à titre de renseignement, il ne peut être invoqué même en cas d'erreur matérielle.

5° Le *détail estimatif* résulte de la combinaison de l'avant-métré avec le bordereau des prix ; il donne la dépense totale par nature de travail, et totalise les dépenses par section d'abord, puis pour l'ensemble de l'ouvrage ; à la dépense à l'entreprise, on ajoute une somme à valoir pour dépenses en régie et travaux imprévus ; sauf des cas exceptionnels, cette somme à valoir sera suffisante si on la fixe au $\frac{1}{10}$ du montant de l'entreprise.

APPENDICE

AU TRAITÉ DE PONTS EN MAÇONNERIE

TABLE N° 1

TEMPS EMPLOYÉ POUR EXÉCUTER DIFFÉRENTS TRAVAUX

Quand on veut établir un sous-détail, on est souvent embarrassé parce qu'on manque de données pratiques sur le temps employé à l'exécution du travail qu'on a en vue. Il serait à désirer que l'administration fît recueillir sur les chantiers des attachements exacts du temps passé aux diverses natures de travaux; on établirait de la sorte des sous-détails types bien exacts. A défaut d'expériences récentes, nous avons eu recours aux tables dressées en 1835 par Genieys, ingénieur en chef des ponts et chaussées; nous les avons simplifiées et ce sont elles que nous donnons ci-après. En traitant de l'exécution des travaux, nous avons déjà donné de nombreux éléments de sous-détails: nous espérons qu'en les combinant avec la table de Genieys, on arrivera à se procurer à peu près tous les éléments nécessaires au calcul des bordereaux de prix.

DÉSIGNATION DES TRAVAUX.	NOMBRE D'HEURES EMPLOYÉES A L'EXÉCUTION DU TRAVAIL.	OBSERVATIONS.
	heures	
TERRASSEMENTS		
Mètre cube de terre (un manœuvre). Fouille d'un mètre cube de terre ordinaire un peu mélangée.	0.75	
Fouille à un homme; la terre chargée dans une brouette ou civière, ou déposée sur la berge.	0.667	On appelle terre à un homme à la fouille, toute celle qui s'enlève facilement et sans faire usage de la pointe.
Fouille à un homme; la terre jetée à $2^m,00$, au moins, et $4^m,00$ au plus, ou élevée à $1^m,60$ au-dessus de l'excavation, ou chargée dans un tombereau, dans un camion. .	0.804	
Fouille à un homme, de sable ou de terre, dans l'eau, chargé dans une brouette, ou déposé sur berge à la longueur du bras. .	1.43	L'ouvrier se tenant dans l'eau.

DÉSIGNATION DES TRAVAUX.	NOMBRE D'HEURES EMPLOYÉES A L'EXÉCUTION DU TRAVAIL.	OBSERVATIONS.
	heures	
Fouille à un homme, de sable ou terre dans l'eau, élevé à 1m,60 ou jeté à 2m,00 au moins et à 4m,00 au plus, ou chargé dans des tombereaux	1.667	L'ouvrier se tenant dans l'eau.
Fouille, y compris jet	1.00	
Fouille, terre végétale	0.60	
Fouille de terre franche	0.90	
Terre glaise	1.40	
Terre dure et pierreuse	2.00	
Tuf	2.50	
Fouille, y compris jet		
Terre légère	1.76	
Terre forte ordinaire	2.70	
Terre dure et mêlée de pierres	3.37	
Tuf ordinaire	4.05	
Tuf très-dur	5.40	
Vase	1.90	
(Un mineur). Roc extrait à la mine	5.50	
Déblai de sable, fouille et charge	0.48	
Déblais de galets, piochage et charge (un manœuvre)	1.215	
Déblais de vase, fouille et charge	0.78	
Seconde fouille ou repiochage, terre ordinaire un peu mélangée	0.40	M. Toussaint annonce que l'expérience donne pour cette 2e fouille ou reprise sur berge, la moitié de la première.
Terre légère	0.88	
Terre forte ordinaire	1.35	
Terre dure, très-mélangée de pierres	1.68	
Tuf ordinaire	2.02	
Tuf très-dur	2.70	
Jet à la pelle. Terre ordinaire un peu mélangée	0.40	
Terre dure, pierre, terre glaise	0.47	
Terre végétale	0.65	
Tuf et glaise	0.75	
Vase	0.80	
Terre légère	0.58	
Terre forte ordinaire	0.90	
Terre très-dure, mêlée de pierres	1.12	
Tuf ordinaire	1.35	
Tuf très-dur	1.80	
Reprise et chargement dans les brouettes.		
Terre ordinaire	0.40	
Terre dure, pierre, terre glaise	0.47	
Chargement dans les brouettes. Terre végétale	0.60	
Glaise, terre dure, pierre, tuf	0.70	
Vase	0.75	
Reprise et chargement dans les brouettes		
Terre légère	0.58	
Terre forte ordinaire	0.90	
Terre dure et pierre	1.12	
Tuf ordinaire	1.35	

DÉSIGNATION DES TRAVAUX.	NOMBRE D'HEURES EMPLOYÉES A L'EXÉCUTION DU TRAVAIL.	OBSERVATIONS.
	heures	
Tuf très-dur.	1.80	L'unité est partout le mètre cube.
Reprise et chargement dans les brouettes.		
Roc extrait à la mine.	1.02	
Transport par brouettes, terre ordinaire, à $30^{m},00$.	0.67	
Terre pierreuse, terre glaise.	0.47	
Transport à $20^{m},00$ par brouette..	0.33	
Transport par brouettes, à $30^{m},00$ horizontal, ou $20^{m},00$ en pente. Terre végétale.. . . .	0.45	
Terre dure, pierre, glaise.	0.55	
Reprise et chargement dans un tombereau.		
Roc schisteux extrait à la mine.	1.28	
Terre ordinaire.	0.65	
Terre dure, pierre, terre glaise.	0.75	
Vase..	0.80	
Terre ordinaire Temps du tombereau.. .	0.28	
Glaise. Temps du tombereau.	0.235	
Transport à $100^{m},00$ tombereau à deux chevaux, contenant 1 mètre cube, y compris retour	0.065	
Déchargement..	0.05	
Glaise; transport.	0.076	
Déchargement..	0.058	
Chargement; le tombereau attelé d'un cheval, contenant $0^{m},50$. Terre végétale et sable. .	0.108	Temps de deux tombereaux à un cheval jusqu'à 300 mètres de distance.
Glaise, terre dure, tuf..	0.123	
Vase.	0.133	
Temps du chargement, le tombereau attelé de 2 chevaux contenant 1 mètre. Terre végétale et sable..	0.217	D'un tombereau à 2 chevaux, depuis 300 jusqu'à 1,100 mètres.
Glaise, terre dure, tuf.	0 230	
Vase.	0.267	
Temps du chargement, le tombereau attelé de 3 chevaux, contenant $1^{m},50$. Terre végétale et sable.	0.325	De deux tiers de tombereau à 3 chevaux, depuis 1,100 mètres jusqu'à 2,000 mètres.
Glaise, terre dure, tuf.	0.353	
Vase..	0.400	
Temps du chargement, le tombereau attelé de 4 chevaux, contenant $2^{m},00$. Terre végétale et sable.	0.434	D'un 1/2 tombereau à 4 chevaux depuis 2,000 jusqu'à 4,000 mètres.
Glaise, terre dure, tuf..	0.460	
Vase.	0.434	
Temps pour parcourir $100^{m},00$ de distance, y compris retour. Terre végétale, terre franche.	0.060	La terre pesant en réduite 1.50, l'eau pesant 1.
Glaise, terre dure, vase, sable..	0.070	
Temps du déchargement.	0.050	
Régalage après le transport. Terre ordinaire.	0.15	
Terre glaise, tuf et terre dure..	0.25	
Sable	0.20	
Régalage de galets après transport.	0.26	
De vase ou remblai..	0.54	

DÉSIGNATION DES TRAVAUX.	NOMBRE D'HEURES EMPLOYÉES A L'EXÉCUTION DU TRAVAIL.	OBSERVATIONS.
	heures	
Pilonnage; terre végétale, glaise.	0.60	
Pilonnage ; terre douce, sablonneuse ou forte.	0.40	
Terre glaise crayonneuse et tuf.	0.64	
Mètre carré		
Dressage de surface de terre après déblais ou remblais.	0.10	
Terre végétale, terre franche, sable.. . .	0.10	
Glaise, terre dure, pierreuse tuf.	0.15	
DRAGAGE		
Mètre cube de dragage de sable ou vase, avec drague à main.	6.00	
Dragage de sable, profondeur moyenne de 1m 50.	10.00	
Dragage à 3 hot. profondeur moyenne de 3m,00 de gravier, pierre, glaise, 4 hommes se relayant toutes les 2 heures.	3.507	Le nombre d'heures appartenant à tout l'atelier.
Dragage avec la drague à hotte, sable à 2 et 3 mètres de profondeur, la machine servie par 5 manœuvres.	1.00	Une heure de l'atelier.
REVÊTEMENT EN GAZON		
Mètre carré de revêtement de gazon.. . . .		
Extraction pour 1 mètre carré.	1.30	
Emploi, sans y comprendre le transport. . .	0.80	
Approche et emploi.	1.30	
CORROIS EN GLAISE		
Mètre cube de corrois en glaise. Main-d'œuvre pour l'humecter, la pétrir, y compris emploi.	11.00	
Emploi seul de la glaise.	1.00	
FASCINAGE		
Mètre cube de fascinage, les fascines ayant 2m,50 de long sur 0m,30 de diamètre; 4 piquets, l'épaisseur réduite à 0m,20 après le battage des piquets, facon des fascines et pose.	10.00	

DÉSIGNATION DES TRAVAUX.	NOMBRE D'HEURES EMPLOYÉES A L'EXÉCUTION DU TRAVAIL.	OBSERVATIONS.
	heures	
PIQUETAGE		
Approche à 10 mètres, et battage des piquets, le terrain étant difficile à pénétrer. Pour mille piquets.	53.73	
Approche à 10 mètres, et battage des piquets, le terrain étant facile à pénétrer. Pour mille piquets.	15.82	
Recepage des piquets après battage au maillet.	16.12	
Tunage. Approche à 10 mètres et emploi des verges au mille.	17.87	
Mètre carré de tunes.	0.67	
MAÇONNERIE		
Mètre cube de moellon ou béton transporté à la brouette en rampe de 0m,08.		
Chargement dans la brouette.	0.80	
Transport à 30 mètres.	0.50	Le temps du transport augmente de de 0,10 par 0,01 de pente de plus.
Transport de 20 à 30 mètres.	0.60	30 mètres en terrain horizontal, 20 mètres en pente.
Transport à 20 mètres.	0.81	
Moellon, chargement dans un tombereau. . .	0.75	
Transport à 300 mètres (tombereau à 2 chevaux).		M. Gauthey pense que le transport doit être le même que celui de la terre, en tenant compte de la différence du poids.
Temps du chargement du tombereau qui contient 0,75.	0.25	
Temps du chargement pour parcourir 100m, aller et revenir.	0.065	Le tombereau ne contenant que 0,75, il faut multiplier le temps ci-contre par 1 1/3 pour 1 mètre cube.
Temps du déchargement.	0.05	
Chargement dans une barque et déchargement après transport.	2.00	
Temps de la barque et du marin.	1.00	
Chargement sur le pont de Poones.	1.57	
Pierre de taille ou libages transportés sur un binard, un chef bardeur et 6 manœuvres. .		
Chargement et déchargement.	1.805	
Transport à 100 mètres et retour.	0.195	Le binard étant ordinairement chargé de 0,33, chaque voyage est le tiers des sommes ci-contre.
Mètre cube de pierre de taille, 1 chef bardeur et 8 manœuvres.		
Chargement et déchargement.	1.65	Rondelet. Le binard est chargé de 0,46 et demande 0h,337 par voyage pour le parcours.
Transport à 100 mètres, et retour.	0.35	

DÉSIGNATION DES TRAVAUX.	NOMBRE D'HEURES EMPLOYÉES A L'EXÉCUTION DU TRAVAIL.	OBSERVATIONS.
	heures	
Pierre de taille. Le binard chargé de 0m,75.		
Chargement et déchargement	0.75	Heure de 1,20, chariot servi par 6 bardeurs, 1 cheval et 1 charretier.
Parcours de 100 mètres et retour	0.06	
Pierre de taille. Le binard attelé de 2 chevaux, avec 1 charretier, 1 bardeur et 3 manœuvres		
Chargement et déchargement	1.35	Le binard est chargé de 0,667. Chaque voyage demande pour le chargement et déchargement 0,90. Parcours 0,065.
Parcours de 100 mètres et retour	0.10	
Pierre de taille. Levage à la chèvre. 1 brayeur et 4 manœuvres		
Brayage et débrayage	1.333	La pierre cubant en réduite 0,375, chacune demandera 0,50 pour brayage et débrayage et 0,50 pour élévation.
Temps pour monter, hauteur moyenne 5 mètres	1.333	
Pierre de taille. Brayage et débrayage, 8 bardeurs	2.17	
Montage à 10 mètres	0.54	
Brayage et débrayage (2 brayeurs et 6 manœuvres)	0.50	Heure de 1,20 chèvre, servie par deux brayeurs et six manœuvres. Volume de la pierre 0,75.
Montage à 8 mètres à raison de 0,1 d'heure par mètre	0.80	
Pierre de taille. Brayage et débrayage, 5 manœuvres	1.81	D'après les expériences de M. Moriant, temps de l'atelier.
Montage à 2 mètres et par chaque 2 mètres en sus, même atelier	0.27	
Mètre cube. De chaux grasse, extinction 0m,45 de chaux vive, un manœuvre	8.00	
De chaux grasse vive, extinction, un manœuvre	3.07	Le transport de l'eau fait par voitures à part.
De chaux vive, extinction	8.00	En y comprenant le transport de l'eau.
Même mètre cube, l'eau à part	5.00	Le transport de l'eau à part.
De chaux hydraulique naturelle ou artificielle 0m.62 de chaux vive, extinction, un manœuvre	10.00	
De mortier de chaux grasse, fabrication	10.00	
De mortier de chaux hydraulique, fabrication	15.00	
De mortier quelle que soit la chaux, fabrication	12.00	M. Gauthey adopte au moins 12 heures, au plus 20.
De béton, fabrication	15.83	Travaux du pont de la Grève, extinction de la chaux. Manipulation du mortier. Cassage de la meulière. Mélange (contrôle des travaux des compagnies. Legraverend).
Mètre cube.		
De moellon ou meulière, emmétrage	1.30	
Emploi sous l'eau pour enrochement	1.00	
Emploi sous l'eau. Enrochements sans sujétion	0.80	
Avec sujétion	1.00	
De maçonnerie de moellon posée à sec. Un maçon et son garçon, emploi	5.00	

DÉSIGNATION DES TRAVAUX.	NOMBRE D'HEURES EMPLOYÉES A L'EXÉCUTION DU TRAVAIL.	OBSERVATIONS.
	heures	
De maçonnerie de moellons avec mortier de chaux et sable. Un maçon et son garçon. .	6.00	
De maçonnerie de moellon avec sujétion et échafauds..	6.50	
De maçonnerie de moellons hourdée en plâtre. Un maçon et son garçon.	4.50	
De maçonnerie de meulière avec mortier. Un maçon et son garçon..	7.00	Rondelet.
Mètre carré de parement de meulière à sec, avec sujétion. Un maçon.	0.80	
De parement de moellon hourdé et rejointoyé. Un maçon..	1.00	Rejointoiement sans échafaud après le travail 1 heure, avec échafaud 1h,25; Gauthey.
De parement de moellon hourdé pour les voûtes.	1.50	
De parement de moellon essemillé. Essemillage et rejointoiement, parties droites. .	9.00	
Pour les voûtes et parties circulaires. . .	10.00	
De parement de moellons. Les moellons taillés à la pointe.		
Murs droits..	11.00	
Mètre cube de maçonnerie de libages. 1 poseur, 2 contre-poseurs et un manœuvre. Emploi à sec.	2.00	
De libages avec mortier de chaux et sable. .	2.50	Même atelier que pour la pierre de taille. -
De libages avec mortier de chaux et sable 1 maçon et son garçon..	9.46	
De pierre de taille, de roche pour parement de mur, voûtes, marches, parapets, etc. .		
Pose et fichage, quel que soit l'appareil. 1 poseur, 2 contre-poseurs, 1 manœuvre.. . . .	4.00	(Appareil réduit 0,70; Boitard.)
De pierre de taille pour bornes isolées, auges, etc. 1 maçon et son garçon..	10.81	
De pierre de taille pour caniveaux, gargouilles, dalles, etc. Les mêmes ouvriers..	24.32	
De pierre de taille pour murs droits, 1 poseur, 1 contre-poseur, un limousin et 2 garçons..	3.38	
De pierre de taille pour murs circulaires, même atelier.	4.05	
De pierre de taille pour voûtes, fûts de colonnes, même atelier..	6.75	
De pierre de taille, pour arêtier des voûtes en arc de cloître, même atelier.	10.13	
Mètre carré de pierre de taille, pour dallages verticaux de 0m,06 d'épaisseur, même atelier.	1.31	
Mètre cube de pierre de taille. 1 poseur, 2 contre-poseurs, 1 manœuvre.		

DÉSIGNATION DES TRAVAUX.	NOMBRE D'HEURES EMPLOYÉES A L'EXÉCUTION DU TRAVAIL.	OBSERVATIONS.
	heures	
Pour la pose.	3.00	
Pour le fichage.	2.00	
Mètre carré de parement de pierre de taille pour pose, queue de 0m,90 à 1 mètre.	5.00	
De 0m,80 à 0m,90.	4.50	
De 0m,70 à 0m,80.	4.00	
De 0m,60 à 0m,70.	3.50	
De 0m,50 à 0m,60.	3.00	
Mètre carré de sciage, pierre de roche, 2 scieurs.	4.75	
De taille piquée, rustiquée, entre ciselures. 1 tailleur de pierre.	7.50	Devis de la navigation de la Seine. Les sciages, taille, abattage de pierre de Saillancourt 4/5 des prix de roche dure. Pierre franche aux 2/3. Pierre tendre, vergelet et liais au 2/5. On passe moitié en sus pour les parements courbes, la taille des joints est évaluée au 1/3 de la taille des parements droits. On passe, pour 1 mètre carré, 9 de parement, moitié sciage et moitié taille.
De taille layée et unie sans sciage.	14.50	
De taille pour marbre de Stinkal, ciselé au pourtour et proprement piqué.	21.01	
De taille de joints, grossièrement piqués.	5.28	
De taille de granit taillé à la pointe.	27.50	Travaux du canal d'Ile-et-Rance; M. Legraverend.
De taille rustiquée de granit.	28.00	Si ce parement devait être layé, M. Gauthey pense que l'on doit ajouter les 3/4 en sus.
De roche de Paris.	9.00	
Vergelet.	3.50	
Mètre carré de sciage de pierre de taille; 2 scieurs. Liais fin de Paris.	5.39	Temps de l'atelier. M. Toussaint passe ensuite ordinairement un 1/8 de déchet sur les parties payées aux ouvriers. Quand les sciages sont en parement, ils se comptent comme taille, y compris enlèvement des balèvres; et on a comme ci-dessous pour la taille.
Roche de Saillancourt.	4.73	
Pierre franche de l'abbaye du Val.	2.76	
Vergelet dur.	1.97	
Vergelet tendre.	1.05	
De taille de parements droits layés. Liais fin de Paris.	13.68	M. Toussaint passe ensuite : 2/3 de taille de parement layés pour parement layé, après refouillement, entre 4 côtés conservés. 1/2 taille, pour taille préparatoire avant moulures. 1 taille 1/2 pour taille circulaire layée, intrados, etc., y compris évidemment ébauche et taille préparatoire. 1/2 taille pour les parements rustiqués seulement. 1/2 taille pour taille de lits bien faits. 1/3 de taille pour joints et lits de claveaux et voussoirs. 1/2 taille pour joints à deux ciselures pour assise ; formant parpaing.
Roche de Saillancourt.	11.84	
Pierre franche de l'abbaye du Val.	8.42	
Vergelet dur.	5.27	
Vergelet tendre.	3.94	

DÉSIGNATION DES TRAVAUX.	NOMBRE D'HEURES EMPLOYÉES A L'EXÉCUTION DU TRAVAIL.	OBSERVATIONS.
	heures	
Mètre cube d'évidements simples sur le chantier pour dégager des angles. Liais fin de Paris.	94.80	
Roche de Saillancourt.	80.22	
Pierre franche de l'abbaye du Val.	58.34	
Vergelet dur.	36.46	
Vergelet tendre.	21.88	
Mètre cube de refouillement sur le chantier entre plusieurs parties conservées, comme évidement de soupirail dans une assise de retraite. Liais fin de Paris.	189.61	
Roche de Saillancourt.	160.44	
Pierre franche de l'abbaye du Val.. . . .	116.68	
Vergelet dur.	65.63	
Vergelet tendre.	43.76	
De refouillement entièrement à la masse et au poinçon, pour incrustement de carreaux de 0m,50 en carré. Liais fin de Paris.. . .	255.24	
Roche de Saillancourt.	218.78	
Pierre franche de l'abbaye du Val.	175.02	
Vergelet dur.	102.10	
Vergelet tendre.	72 93	
De refouillement, évidement, épannelage. .	146.00	Rondelet. Sur le tas 1/6 de plus, à la masse et au poinçon 1/3 de plus.
Mètre carré de chape de 0m,08 d'épaisseur avec mortier de chaux hydraulique et sable. Limousins.	2.70	Pour employer le mortier et lisser la chape.
Manœuvres..	4.00	Pour éteindre la chaux, faire le mortier et le porter.
Mètre cube de mortier pour chape, pour étendre et lisser. 1 maçon et 1 manœuvre.	4.50	
Mètre carré de battage. 1 manœuvre.. . . .	1.50	
Millier de briques, ayant 0m,22 de long, 0m,11 de large, et 0m,055 d'épaisseur ; confection, extraction de la terre (1m,75) et transport, 1 manœuvre.	4.00	M. Hugeun. Travaux du canal de la Meuse au Rhin.
Pour le corroyement, 1 corroyeur..	3.75	On doit tenir compte ensuite du temps du briquetier pendant la cuisson et de l'enlèvement des briques.
Moulage. Un atelier composé de 1 chef briquetier et son aide, 2 mouleuses, 2 porteurs et 2 poseurs.	1.25	
Pour recouper les bavures, rebattre les briques, les mettre en haie, 2 manœuvres.. .	1.25	
Mise au four, 2 hommes pour arranger les briques et le charbon, 4 rouleurs, 1 passeur, 1 porteur de charbon, surveillé par le maître briquetier.	0.63	
Mètre cube de brique, emploi, un maçon et un manœuvre. Pour les massifs en briques isolées.	5.00	

DÉSIGNATION DES TRAVAUX.	NOMBRE D'HEURES EMPLOYÉES A L'EXÉCUTION DU TRAVAIL.	OBSERVATIONS.
	heuers	
Pour les murs en élévation exigeant échafaud.	7.00	
Mètre carré de parement, 1 maçon. Briques hourdées, compris rejointoiement sans sujétion. Murs droits, mortier de chaux et sable..	1.20	
Pour voûtes ou parties circulaires.. . . .	1.80	
Mètre carré de rejointoiement de parement après exécution. Murs droits sans échafaud, 1 maçon et 1 manœuvre.	1.25	
Avec échafaud.	1.50	
Mètre cube de briques. Emploi avec mortier hydraulique par assises réglées, 1 maçon et son manœuvre.	6.66	Travaux du quai de Montauban. M. Legraverend.
Mètre carré de rejointoiement. Murs droits, 1 maçon.	1.00	Travaux du quai de Montauban. M. Legraverend.
De rejointoiement pour voûtes, 1 maçon .	1.60	Pont de Chaumes. M. Legraverend.
CHARPENTE		
Mètre cube de charpente, chargement et déchargement dans un diable, 1 coltineur et 9 manœuvres..	0.335	
Temps pour parcourir 100 mètres.. . . .	0.065	
Chargement dans un diable. 10 manœuvres.	0.20	
Déchargement. Même atelier.	0.15	
Temps pour parcourir 100 mètres.	0.06	
Chargement et déchargement dans une charrette, 1 bardeur et 3 manœuvres.	0.50	
Chargement et déchargement dans une barquette, 1 bardeur et 3 manœuvres.. . . .	2.00	
Façon de tenons de 0m,30 sur 0m,19 et 0m,09.	2.41	
Mortaise, façon au plus..	2.00	
Façon au moins.	1.00	
Mortaise pour façon..	1.50	
Façon d'un tenon. Au moins.	2.15	
Au plus..	2.25	
Façon d'un tenon en réduite.	1.75	
Entaille de moises ou de ventrières.		
Au moins..	0.50	
Au plus	1.50	
Entaille de moises ou de ventrières.. . . .	1.14	
Mètre carré de joints d'abouts de sommiers, chapeaux, moises, etc.	10.50	
Assemblage à embreuvement.	5.00	
Assemblage à queue d'hironde.	6.00	
Percement d'un mètre de trous de boulons sur le chantier.	1.10	
Sur place..	3.00	

DÉSIGNATION DES TRAVAUX.	NOMBRE D'HEURES EMPLOYÉES A L'EXÉCUTION DU TRAVAIL.	OBSERVATIONS.
	heures	
D'un mètre de trous de boulons avec emploi	1.63	
Mètre carré de traits de scie sur tréteaux, compris levage et pose, 2 scieurs de long	1.20	Chêne.
De trait de scie ; gros bois de charpente, chêne	1.45	
Petits bois	1.36	
Orme	1.52	
Mètre carré de sciage d'entes, de pieux et de poteaux	8.20	
De sciage d'abouts de pieux	5.00	
De sciage de pieux de niveau avec des scies à main	10.50	
De sciage de palplanches de niveau avec des scies à main	12.50	
De dressage pour refaire les faces des pieux et des madriers		
Au moins	1.00	
Au plus	2.00	
Façon d'un pieu d'échafaud. 1 charpentier.	1.00	Un pieu cube 0,128.
Façon d'un pieu d'échafaud et pose du sabot non encastré	1.25	
Battage d'un pieu d'échafaud, 1 enrimeur, 1 renard et 12 manœuvres	1.50	
D'un pieu d'échafaud, 1 enrimeur et 32 manœuvres	1.92	(Mouton, 391 kil.)
Arrachage d'un pieu d'échafaud, 1 charpentier et 4 manœuvres	0.50	
Mètre cube de bois carrés pour chapeaux d'échafaud, pose et démolition, 1 charpentier.	15.00	
1 manœuvre	2.00	
De bois carrés pour chapeaux d'échafaud avec tenon et mortaise. 1 charpentier.	40.00	
1 manœuvre	3.00	
De bois carrés pour chapeaux d'échafaud, sans tenon ni mortaises, 1 charpentier.	15.00	Sciage des pieux, percement des trous et pose des chevilles, assemblage aux extrémités, pose et assujettissement. Gauthey.
Mètre cube de bois carrés pour chapeaux d'échafaud, avec tenon et mortaise, 1 charpentier	27.89	
De bois carrés pour chapeaux d'échafaud, avec tenon et mortaises, pour démolition et rangement, 1 charpentier	0.83	
1 manœuvre	1.24	
De bois carrés pour chapeaux d'échafaud, sans tenon ni mortaise, mais avec cheville de fer, pour démolition et rangement, 1 charpentier	1.24	
1 manœuvre	1.24	

DÉSIGNATION DES TRAVAUX.	NOMBRE D'HEURES EMPLOYÉES A L'EXÉCUTION DU TRAVAIL.	OBSERVATIONS.
	heures	
De liernes boulonnées avec les pieux pour batardeaux. 1 charpentier.	58.98	Trous de boulons, joints d'about, pose.
De liernes boulonnées avec les pieux pour batardeaux, démolition et rangement, 1 charpentier..	3.91	
1 manœuvre.	3.90	
D'entretoises boulonnées avec les pieux pour maintenir l'écartement, 1 charpentier.. .	41.01	
D'entretoises boulonnées avec les pieux, démolition et rangement, 1 charpentier.. . .	3.12	
1 manœuvre..	3.91	
D'entretoises clouées contre les pieux, 1 charpentier..	14.00	
D'entretoises clouées contre les pieux, démolition et rangement. 1 charpentier.. . . .	7.33	
1 manœuvre.	6.67	
Palplanche de batardeau, façon et mise sur châssis, 1 charpentier.	1,00	
Battage, 1 enrimeur, 1 renard, 12 manœuvres.	0.50	
Arrachage, 1 charpentier et 4 manœuvres. .	0.25	
Mètre cube de madriers assemblés par panneaux, pour vannages, traverses espacées à 2 mètres, 1 charpentier..	13.13	Pose de chevillettes, assemblage des madriers et pose, 0,25 de largeur et 0,08 d'épaisseur pour les madriers.
De madriers assemblés par panneaux pour démolition et rangement, 1 charpentier. .	5.50	
1 manœuvre.	7.50	
Mètre carré de plabords, cloués contre des pieux d'échafaud pour moises ou dessus, 1 charpentier..	0.48	
De plabords cloués, démolition et rangement, 1 charpentier.	0.24	
1 manœuvre.	0.24	
De plabords posés sur un échafaud. Pose, 1 charpentier..	0.02	Le même temps pour la démolition.
1 manœuvre.	0.08	
Mètre carré de plabords pour moises ou planches d'échafaud, pose et démolition, 1 charpentier.	0.08	
1 manœuvre.	0.32	
De planches de sapin clouées sur poteaux pour clôtures. Pose et démolition, 1 charpentier..	0.50	
1 manœuvre.	0.60	
Mètre cube de madriers assemblés par panneaux, pour vannage. Pose et démolition, 1 charpentier.	20.00	
1 manœuvre.	8.00	
Façon d'un pieu de fondation, 1 charpentier.	2.50	Le pieu cube 0,353 ; pose du sabot s'il n'est pas encastré. (Gauthey).
Battage avec une sonnette à déclic, au refus de 0m,02. Le mouton pesant 500 kil. et		

DÉSIGNATION DES TRAVAUX.	NOMBRE D'HEURES EMPLOYÉES A L'EXÉCUTION DU TRAVAIL.	OBSERVATIONS.
	heures	
tombant de 3m,50, 1 charpentier, 1 renard, 5 manœuvres.	8.00	
Recepage d'un pieu, 1 charpentier..	4.00	
D'un pieu à la hache et à découvert, 1 charpentier..	1.11	
Mètre carré de recepage pour pieux à découvert, 1 charpentier..	11 08	
Mètre cube de chapeaux de fondation posés sur pieux à tenons et mortaise, 1 charpentier.	33.00	
De bois carrés non refaits, avec assemblage pour racinaux, 1 charpentier.. . . .	40.00	Posés sur pieux à tenon et mortaise (Gauthey), assemblés aux extrémités par embreuv. avec les chapeaux.
Mètre cube de ventrières entaillées et boulonnées, 1 charpentier.	27.00	
De chapeaux fixés sur les pieux par des chevilles. Pose, 1 charpentier.	5.60	
De chapeaux fixés avec des chevilles, mais sous l'eau. Pose, 1 charpentier..	10.40	
De poutres de plancher avec renforcement de sous-poutres et contre-fiches, 1 charpentier.	41.22	
De bois carrés refaits sur les faces pour racinaux avec assemblage, 1 charpentier. .	65.00	
De bois carrés pour racinaux non refaits. mais présentés sur l'épure, 1 charpentier.	45.00	
De bois carrés refaits et présentés sur l'épure. 1 charpentier...	70.00	
De bois de sciage pour madriers, pose et assujettissement, 1 charpentier.	10 00	
De bois de sciage pour madriers, les joints des plates-formes dressés. Pose, 1 charpentier.	20.00	
Même travail en châssis et échoués sous l'eau.	31.00	0,25 de largeur sur 0,40 d'épaisseur.
De madriers de revêtement, intérieurement les joints dressés, 1 charpentier..	22.50	
Palplanche de 0m,10 d'épaisseur, 0m,25 de large, 4 mètres de longueur. Façon, pose du sabot, mise en châssis, 1 charpentier..	1.50	
De 0m,10 d'épaisseur, 0m,25 de largeur, 5 mètres de long. Affûtage, dressage à joints carrés.	1.00	
A rainure et languette.	4.00	
Mise en châssis.	0.20	
Battage de la palplanche, 1 charpentier, 1 renard, 5 manœuvres, sonnette à déclic..	3.00	
Mètre cube, taille et assemblage au chantier de bois non refaits pour cintres, ponts provisoires, au-dessus de 0m,25 d'équarrissage, 1 charpentier..	15.00	
Au-dessous de 0m,25 d'équarrissage.. . .	25.00	

DÉSIGNATION DES TRAVAUX.	NOMBRE D'HEURES EMPLOYÉES A L'EXÉCUTION DU TRAVAIL.	OBSERVATIONS.
	heures	
De bois refaits pour ponts, estacades, au-dessus de 0m,25 d'équarrissage.	40.00	
Au-dessous de 0m,25 d'équarrissage.. .	50.00	
De bois arrondis entaillés sur la longueur avec feuillures, au-dessus de 0m,25 d'équarrissage.	60.00	
Au-dessous de 0m,25 d'équarrissage.. . .	70.00	
De bois pour la charpente des grandes machines, grues, chèvres, sonnettes.	90.00	
De bois pour la charpente des petites machines, cabestans, treuils..	150.00	
Lumière de treuils, 1 charpentier. . . .	1.25	
Vis d'Archimède de 5m,84 de long, et 0m,60 de diamètre extérieur.	263.25	
Mètre courant de leviers de cabestan.. . . .	0.98	
Mètre cube de couchis pour cintres de 0m,20 d'équarrissage, 1 charpentier..	7.01	Percement des trous et pose.
De bois pour pièces de pont, 1 charpentier. .	37.53	Préparation et pose.
Levage au mètre cube fait à la main pour les charpentes en réduite, 1 charpentier..	25.15	
Par parties assemblées, 1 charpentier. . .	15.00	
Levage au mètre cube de grandes pièces assemblées, mues par des machines, 1 charpentier..	5.00	
1 manœuvre.	10.00	
Mètre cube pour décintrement de voûtes ou démolition de ponts provisoires, 1 charpentier..	2.00	
1 manœuvre.	4.06	
FERS		
Kilogramme de fer, Fabrication pour pièces de grande dimension ne demandant que quelques soudures aux extrémités, 1 forgeron et son aide.	0.09	Travaillant 12 heures.
Fabrication pour pièces de grande dimension ne demandant que quelques soudures, 1 forgeron.	0.08	Rondelet.
1 aide.	0.06	
1 garçon..	0.08	
Fabrication pour pièces de dimension moyenne de crampons de 0m,50 Garde-fous, sabots, etc., 1 forgeron et son aide..	0.30	
Fabrication pour pièces de dimension moyenne. 1 forgeron.	0.24	Rondelet.
1 aide.	0.18	
1 garçon..	0.2	
Fabrication pour petits crampons, chevillettes, organeaux, frettes, pièces chauffées com-		

DÉSIGNATION DES TRAVAUX.	NOMBRE D'HEURES EMPLOYÉES A L'EXÉCUTION DU TRAVAIL.	OBSERVATIONS.
	heures	
portant trous et soudures, 1 forgeron et son aide.	0.50	
Pose par un serrurier avec scellement en plomb, 1 ajusteur et son aide.	0.05	
Pose avec assemblage comme rampe d'escalier, 1 ajusteur et son aide.	0.07	
Pose avec encastrement pour sabots de pieux et palplanches, 1 charpentier.	0.20	Par kilog.
PEINTURE		
Mètre carré de goudronnage sur bois neuf, 1 goudronneur.	0.20	
De goudronnage sur bois vieux avec grattage, 1 goudronneur.	0.25	
De peinture sur charpente, première couche, 1 peintre.	0.20	
2e couche, 1 peintre.	0.17	
3e couche, 1 peintre.	0.15	

TABLE N° 2

QUI DONNE LES NOMBRES DE 1 A 1,000, LEURS CARRÉS ET LEURS CUBES, LEURS RACINES CARRÉES ET LEURS RACINES CUBIQUES, LA LONGUEUR ET LA SURFACE DES CIRCONFÉRENCES CONSTRUITES SUR CES NOMBRES COMME DIAMÈTRES.

Cette table, dont il est inutile d'expliquer le mécanisme, puisqu'il se comprend à simple vue, a été dressée par Cousinery, ingénieur en chef des ponts et chaussées, continuateur des tables de Genieys ; Cousinery l'a publiée dans son recueil de 1846. Elle a été mise sous une forme simple, par M. Claudel qui a réduit le nombre des décimales : telle que M. Claudel l'a donnée, elle est bien suffisante, et c'est elle que nous reproduisons ici :

Nombres.	Circonférence.	Surface.	Carré.	Cube.	Racine carrée.	Racine cubique.	Nombres.	Circonférence.	Surface.	Carré.	Cube.	Racine carrée.	Racine cubique.
1	3.14	0.78	1	1	1.000	1.000	61	191.63	2922.46	3721	226981	7.810	3.936
2	6.28	3.14	4	8	1.414	1.259	62	194.77	3019.07	3844	238328	7.874	3.957
3	9.42	7.07	9	27	1.732	1.442	63	197.92	3117.24	3969	250047	7.937	3.979
4	12.57	12.57	16	64	2.000	1.587	64	201.06	3216.99	4096	262144	8.000	4.000
5	15.71	19.63	25	125	2.236	1.709	65	204.20	3318.30	4225	274625	8.062	4.020
6	18.85	28.27	36	216	2.449	1.817	66	207.34	3421.18	4356	287496	8.124	4.041
7	21.99	38.48	49	343	2.645	1.912	67	210.48	3525.65	4489	300763	8.185	4.061
8	25.13	50 26	64	512	2.828	2.000	68	213.62	3631.68	4624	314432	8.246	4.081
9	28.27	63.61	81	729	3.000	2.080	69	216.77	3739.28	4761	328509	8.306	4.101
10	31.41	78.54	100	1000	3.162	2.154	70	219.91	3848.45	4900	343000	8 366	4.121
11	34.55	95.03	121	1331	3.316	2.223	71	223.05	3959.19	5041	357911	8.426	4.140
12	37.69	113.09	144	1728	3.464	2.289	72	226.19	4071.50	5184	373248	8.485	4.160
13	40.84	132.73	169	2197	3.605	2.351	73	229.33	4185.38	5329	389017	8.544	4.179
14	43.98	153.93	196	2744	3.741	2.410	74	232.47	4300.84	5476	405224	8.602	4.198
15	47.12	176.71	225	3375	3.872	2.466	75	235.61	4417.86	5625	421875	8.660	4.217
16	50.26	201.06	256	4096	4.000	2.519	76	238.76	4536.45	5776	438976	8.717	4.235
17	53.40	226.98	289	4913	4.123	2.571	77	241.90	4656.62	5929	456533	8.774	4.254
18	56.54	254 46	324	5832	4.242	2.620	78	245.04	4778.36	6084	474552	8.831	4.272
19	59.69	283.52	361	6859	4.358	2.668	79	248 18	4901.66	6241	493039	8.888	4.290
20	62.83	314.15	400	8000	4.472	2.714	80	251.32	5026.54	6400	512000	8 944	4.308
21	65.97	346.36	441	9261	4.582	2.758	81	254.46	5153 00	6561	531441	9.000	4.326
22	69.11	380.13	484	10648	4.690	2.802	82	257.61	5281.01	6724	551368	9.055	4.344
23	72.25	415.47	529	12167	4.795	2.843	83	260.75	5410.59	6889	571787	9.110	4.362
24	75.39	452.38	576	13824	4.898	2.884	84	263.89	5541.77	7056	592704	9.165	4.379
25	78.54	490.87	625	15625	5.000	2.924	85	267.03	5674.50	7225	614125	9.219	4.396
26	81.68	530.93	676	17576	5.099	2.962	86	270.17	5808.80	7396	636056	9.273	4.414
27	84.82	572.55	729	19683	5.196	3.000	87	273.31	5944.67	7569	658503	9.327	4.431
28	87.96	615.75	784	21952	5.291	3.036	88	276.46	6082.11	7744	681472	9.380	4.447
29	91.10	660.52	841	24389	5.385	3.072	89	279.60	6221.13	7921	704969	9.433	4.464
30	94.24	706.85	900	27000	5.477	3.107	90	282.74	6361.72	8100	729000	9.486	4.481
31	97.38	754.76	961	29791	5.567	3.141	91	285.88	6503.87	8281	753571	9.539	4.497
32	100.53	804.24	1024	32768	5.656	3.174	92	289.02	6647.61	8464	778688	9.591	4.514
33	103.67	855.29	1089	35937	5.744	3.207	93	292.16	6792.90	8649	804357	9.643	4.530
34	106.81	907.92	1156	39304	5.830	3.239	94	295.31	6939.78	8836	830584	9.695	4.546
35	109.95	962.11	1225	42875	5.916	3.271	95	298.45	7088.21	9025	857375	9.746	4.562
36	113.09	1017.87	1296	46656	6.000	3.301	96	301.59	7238.23	9216	884736	9.797	4.578
37	116.23	1075 21	1369	50653	6.082	3.332	97	304.73	7389.81	9409	912673	9.848	4.594
38	119.38	1134.11	1444	54872	6.164	3.361	98	307.87	7542.96	9604	941192	9.899	4.610
39	122.52	1194.59	1521	59319	6.244	3.391	99	311.01	7697.68	9801	970299	9.949	4.626
40	125.66	1256.63	1600	64000	6.324	3.419	100	314.15	7853.97	10000	1000000	10.000	4.641
41	128.80	1320.25	1681	68921	6.403	3.448	101	317.30	8011.86	10201	1030301	10.049	4.657
42	131.94	1385.44	1764	74088	6.480	3.476	102	320.44	8171.30	10404	1061208	10.099	4.672
43	135.08	1452.20	1849	79507	6.557	3.503	103	323.58	8332.30	10609	1092727	10.148	4.687
44	138.23	1520 52	1936	85184	6.633	3.530	104	326.72	8494.88	10816	1124864	10.198	4.702
45	141.37	1590.43	2025	91125	6.708	3.556	105	329.86	8659.03	11025	1157625	10.246	4.717
46	144.51	1661.90	2116	97336	6.782	3.583	106	333.00	8824.75	11236	1191016	10.295	4.732
47	147.65	1734.94	2209	103823	6.855	3.608	107	336.15	8992.04	11449	1225043	10.344	4.747
48	150.79	1809.55	2304	110592	6.928	3.634	108	339.29	9160.90	11664	1259712	10.392	4.762
49	153.93	1885.74	2401	117649	7.000	3.659	109	342.43	9331.33	11881	1295029	10.440	4.776
50	157.08	1963.49	2500	125000	7.071	3.684	110	345.57	9503.34	12100	1331000	10.488	4.791
51	160.22	2042.82	2601	132651	7.141	3.708	111	348.71	9676.91	12321	1367631	10.535	4.805
52	163.36	2123.71	2704	140608	7.211	3.732	112	351.85	9852.05	12544	1404928	10.583	4.820
53	166.50	2206.18	2809	148877	7.280	3.756	113	355.01	10028.77	12769	1442897	10.630	4.834
54	169.64	2290.21	2916	157464	7.348	3.779	114	358.14	10207.05	12996	1481544	10.677	4.848
55	172.78	2375.82	3025	166375	7.416	3.802	115	361.28	10386.91	13225	1520875	10.723	4.862
56	175.92	2463.01	3136	175616	7.483	3.825	116	364.42	10568.34	13456	1560896	10 770	4.876
57	179.07	2551.75	3249	185193	7.549	3.848	117	367.56	10751.34	13689	1601613	10.816	4.890
58	182.21	2642.08	3364	195112	7.615	3.870	118	370 70	10935.90	13924	1643032	10.862	4.904
59	185.35	2733.97	3481	205379	7.681	3.892	119	373.85	11122.04	14161	1685159	10.908	4.918
60	188.49	2827.43	3600	216000	7.745	3.914	120	376.99	11309.76	14400	1728000	10.954	4.932

Nombres.	Circon-férence.	Surface.	Carré.	Cube.	Racine carrée.	Racine cubique.
121	380 13	11499	14641	1771561	11.000	4.946
122	383 27	11689	14884	1815848	11.045	4.959
123	386.41	11882	15129	1860867	11.090	4 973
124	389.55	12076	15376	1906624	11.135	4.986
125	392.70	12271	15625	1953125	11.180	5 000
126	395.84	12469	15876	2000376	11.224	5 013
127	398.98	12667	16129	2048383	11.269	5.026
128	402.12	12867	16384	2097152	11.313	5.039
129	405 26	13069	16641	2146689	11.357	5.052
130	408.41	13273	16900	2197000	11.401	5.065
131	411.54	13478	17161	2248091	11.445	5.078
132	414 69	13684	17424	2299968	11.489	5.091
133	417.83	13892	17689	2352637	11.532	5.104
134	420.97	14102	17956	2406104	11.575	5 117
135	424.11	14313	18225	2460375	11.618	5 129
136	427.25	14526	18496	2515456	11 661	5 142
137	430.39	14741	18769	2571353	11.704	5.155
138	433.54	14957	19044	2628072	11.747	5.167
139	436.68	15174	19321	2685619	11.789	5.180
140	439.82	15393	19600	2744000	11.832	5.192
141	442.96	15614	19881	2803221	11.874	5.204
142	446.10	15836	20164	2863288	11.916	5.217
143	449.24	16060	20449	2924207	11.958	5.229
144	452.39	16286	20736	2945984	12.000	5 241
145	455 53	16513	21025	3048625	12.041	5 253
146	458.67	16741	21316	3112136	12.083	5.265
147	461.81	16971	21609	3176523	12.124	5.277
148	464.95	17203	21904	3241792	12.165	5.289
149	468.09	17436	22201	3307949	12.206	5.301
150	471.24	17671	22500	3375000	12.247	5.313
151	474.38	17907	22801	3442951	12.288	5.325
152	477.52	18145	23104	3511808	12.328	5.336
153	480.66	18385	23409	3581577	12 369	5 348
154	483.80	18626	23716	3652264	12.409	5.360
155	486.94	18869	24025	3723875	12.449	5.372
156	490.08	19113	24336	3796416	12.489	5.383
157	493.23	19359	24649	3869893	12.529	5.394
158	496.37	19606	24964	3944312	12.569	5.406
159	499 51	19855	25281	4019679	12.609	5.417
160	502.65	20106	25600	4096000	12.649	5.428
161	505 79	20358	25921	4173281	12.688	5.440
162	508 93	20612	26244	4251528	12.727	5.451
163	512.08	20867	26569	4330747	12.767	5.462
164	515 22	21124	26896	4410944	12.806	5.473
165	518.56	21382	27225	4492125	12.845	5 484
166	421.50	21642	27556	4574296	12.884	5.495
167	524 64	21904	27889	4657463	12 922	5.506
168	527.78	22167	28224	4741632	12.961	5.517
169	530.93	22431	28561	4826809	13.000	5.528
170	534 07	22698	28900	4913000	13.038	5.539
171	537.31	22965	29241	5000211	13.076	5.550
172	540.35	23235	29584	5088448	13.114	5 561
173	543.49	23506	29929	5177717	13.152	5 572
174	546.64	23778	30276	5268024	13.190	5.582
175	549.78	24052	30625	5359375	13.228	5.593
176	552 92	24328	30976	5451776	13.266	5.604
177	556.06	24605	31329	5545233	13.304	5 614
178	559.20	24884	31684	5639752	13.341	5.625
179	562.34	25165	32041	5735339	13.379	5.635
180	565.48	25446	32400	5832000	13.416	5.646
181	568.62	25730	32761	5929741	13.453	5.656
182	571 77	26015	33124	6028568	13.400	5.667
183	574.91	26302	33489	6128487	13.527	5.677
184	578.05	26590	33856	6229504	13 564	5.687
185	581.19	26880	34225	6331225	13.601	5.698

Nombres.	Circon-férence.	Surface.	Carré.	Cube.	Racine carrée.	Racine cubique.
186	584.33	27171	34596	6434856	13.638	5.708
187	587.47	27464	34969	6539203	13.674	5.718
188	590 62	27759	35344	6644672	13.711	5.728
189	593.76	28055	35721	6751269	13.747	5 738
190	596.90	28352	36100	6859000	13.784	5.748
191	600.04	28652	36481	6967871	13.820	5.758
192	603.18	28952	36864	7077888	13 856	5.768
193	606.32	29255	37249	7189057	13.892	5.778
194	609.47	29559	37636	7301384	13.928	5.788
195	612.61	29864	38025	7414875	13.964	5 798
196	615 75	30171	38416	7529536	14.000	5.808
197	618.89	30480	38809	7645373	14.035	5.818
198	622.03	30790	39204	7762392	14 071	5.828
199	625.17	31102	39601	7880599	14.106	5.838
200	628 32	31416	40000	8000000	14.142	5.848
201	631.46	31730	40401	8120601	14.177	5.857
202	634.60	32047	40804	8242408	14.212	5.867
203	637 74	32365	41209	8365427	14.247	5.877
204	640.88	32685	41616	8489664	14.282	5.886
205	644.02	33006	42025	8615125	14.317	5.896
206	647.16	33329	42436	8741816	14.352	5 905
207	650 31	33653	42849	8869743	14.387	5.915
208	653.45	33979	43264	8998912	14.422	5.924
209	656 59	34307	43681	9129329	14.45[illegible]	5.934
210	659.73	34636	44100	9261000	14.491	5.943
211	662.87	34966	44521	9393931	14.525	5.953
212	666.01	35299	44944	9528128	14.560	5.962
213	669.16	35632	45369	9663597	14.594	5.972
214	672.30	35968	45796	9800344	14 628	5.981
215	675.44	36305	46225	9938375	14.662	5.990
216	678.58	36643	46656	10077696	14.696	6.000
217	681.72	36983	47089	10218312	14.750	6.009
218	684.86	37325	47524	10360232	14.764	6 018
219	688.01	37668	47961	10503459	14.798	6.027
220	691.15	38013	48400	10648000	14 832	6.036
221	694.29	38359	48841	10793861	14.866	6.045
222	697 43	38707	49284	10941048	14.899	6.055
223	700.57	39057	49729	11089567	14.933	6 064
224	703.71	39408	50176	11239424	14.966	6 073
225	706.86	39760	50625	11390625	15 000	6.082
226	710.00	40115	51076	11543176	15 033	6.091
227	713.14	40470	51529	11697083	15.066	6.100
228	716.28	40828	51984	11852352	15.099	6 109
229	719.42	41187	52441	12008989	15 132	6.118
230	722.56	41547	52900	12167000	15.165	6.126
231	725.70	41909	53361	12326391	15.198	6.135
232	728 85	42273	53824	12487168	15.231	6.144
233	731.99	42638	54289	12649337	15.264	6.153
234	735.13	43005	54756	12812904	15.297	6.162
235	738.27	43373	55225	12977875	15.329	6.171
236	741.41	43743	55696	13144256	15.362	6.179
237	744.55	44115	56169	13312053	15.394	6 188
238	747.70	44488	56644	13481272	15.427	6.197
239	750.84	44862	57121	13651919	15.459	6.205
240	753.98	45239	57600	13824000	15.491	6.214
241	757.12	45616	58081	13997521	15.524	6 223
242	760.26	45996	58564	14172488	15 556	6.231
243	763.40	46377	59049	14348907	15.588	6.240
244	766 55	46759	59536	14526784	15.620	6.248
245	769.69	47143	60025	14706125	15.652	6 257
246	772 83	47529	60516	14886936	15 684	6.265
247	775.97	47916	61009	15069223	15.716	6.274
248	779.11	48305	61504	15252992	15.748	6 282
249	782.25	48695	62001	15438249	15.979	6.291
250	785.40	49087	62500	15625000	15.811	6.299

Nombres.	Circonférence.	Surface.	Carré.	Cube.	Racine carrée.	Racine cubique.
251	788.54	49481	63001	15813251	15.842	6.307
252	791.68	49876	63504	16003008	15.874	6.316
253	794.82	50272	64009	16194277	15.905	6.324
254	797.96	50670	64516	16387064	15.937	6.333
255	801.10	51070	65025	16581375	15.968	6.341
256	804.24	51471	65536	16777216	16.000	6.349
257	807.39	51874	66049	16974593	16.031	6.357
258	810.53	52279	66564	17173512	16.062	6.366
259	813.67	52685	67081	17373979	16.093	6.374
260	816.81	53093	67600	17576000	16.124	6.382
261	819.97	53502	68121	17779581	16.155	6.390
262	823.09	53912	68644	17984728	16.186	6.398
263	826.24	54325	69169	18191447	16.217	6.406
264	829.38	54739	69696	18399744	16.248	6.415
265	832.52	55154	70225	18609625	16.278	6.423
266	835.66	55571	70756	18821096	16.309	6.431
267	838.80	55990	71289	19034163	16.340	6.439
268	841 94	56410	71824	19248832	16.370	6.447
269	845.09	56832	72361	19465109	16.401	6.455
270	848.23	57255	72900	19683000	16.431	6.463
271	851.37	57680	73441	19902511	16.462	6.471
272	854.51	58107	73984	20123648	16.492	6.479
273	857.65	58535	74529	20346417	16.522	6.487
274	860.79	58964	75076	20570824	16.552	6.495
275	863.94	59395	75625	20796875	16.583	6.502
276	867.08	59828	76176	21024576	16.613	6.510
277	870.22	60262	76729	21253933	16.643	6.518
278	873.36	60698	77284	21484952	16.673	6.526
279	876.50	61136	77841	21717639	16.703	6.534
280	879.64	61575	78400	21952000	16.733	6.542
281	882.78	62015	78961	22188041	16.763	6.549
282	885.93	62458	79524	22425768	16.792	6.557
283	889.07	62901	80089	22665187	16.822	6.565
284	892.21	63347	80656	22906304	16.852	6.573
285	895.35	63794	81225	23149125	16.881	6.580
286	898.49	64242	81796	23393656	16.911	6.588
287	901.63	64692	82369	23639903	16.941	6.596
288	904.78	65144	82944	23887872	16.970	6.603
289	907.92	65597	83521	24137569	17.000	6.611
290	911.06	66052	84100	24389000	17.029	6.619
291	914.20	66508	84681	24642171	17.059	6.627
292	917.34	66966	85264	24897088	17.088	6.634
293	920.48	67425	85849	25153757	17.117	6.642
294	923.63	67886	86436	25412184	17.146	6.649
295	926.77	68349	87025	25672375	17.176	6.657
296	929.91	68813	87616	25934336	17.205	6.664
297	933.05	69279	88209	26198073	17.234	6.672
298	936.19	69746	88804	26463592	17.263	6.679
299	939.33	70215	89401	26730899	17.292	6.687
300	942,48	70686	90000	27000000	17.320	6.694
301	945.62	71158	90601	27270901	17.349	6.702
302	948 76	71631	91204	27543608	17.378	6.709
303	951.90	72106	91809	27818127	17.407	6.717
304	955.04	72583	92416	28094464	17.436	6.724
305	958.18	73061	93025	28372625	17.464	6.731
306	961.32	73541	93636	28652616	17.493	6.739
307	964.47	74023	94249	28934443	17.521	6.746
308	967.61	74506	94864	29218112	17.549	6.753
309	970.75	74990	95481	29503629	17.578	6.761
310	973.89	75476	96100	29791000	17.607	6.768
311	977.03	75964	96721	30080231	17.635	6.775
312	980.17	76453	97344	30371328	17.663	6.782
313	983.32	76944	97969	30664297	17.692	6.789
314	986.45	77437	98596	30959144	17.720	6.797
315	989.60	77931	99225	31255875	17.748	6.804

Nombres.	Circonférence.	Surface.	Carré.	Cube.	Racine carrée.	Racine cubique.
316	992.74	78426	99856	31554496	17.776	6.811
317	995.88	78924	100489	31855013	17.804	6.818
318	999.02	79422	101124	32157432	17.832	6.826
319	1002.17	79923	101761	32461759	17.860	6.833
320	1005.31	80424	102400	32768000	17.888	6.839
321	1008.45	80928	103041	33076161	17.916	6.847
322	1011.59	81433	103684	33386248	17.944	6.854
323	1014.73	81939	104329	33698267	17.972	6.861
324	1017.88	82448	104976	34012224	18.000	6.868
325	1021.02	82957	105625	34328125	18.028	6.875
326	1024.16	83469	106276	34645976	18.055	6.882
327	1027.30	83982	106929	34965783	18.083	6.889
328	1030.44	84496	107584	35287552	18.111	6.896
329	1033.58	85012	108241	35611289	18.138	6.903
330	1036.72	85530	108900	35937000	18.166	6.910
331	1039.86	86049	109561	36264691	18.193	6.917
332	1043.01	86569	110224	36594368	18.221	6.924
333	1046.15	87092	110889	36926037	18.248	6.931
334	1049 29	87616	111556	37259704	18.276	6.938
335	1052.43	88141	112225	37595375	18.303	6.945
336	1055.57	88668	112896	37933056	18.330	6.952
337	1058.71	89197	113569	38272753	18.357	6.959
338	1061.86	89727	114244	38614472	18.385	6.966
339	1065.00	90258	114921	38958219	18.412	6.973
340	1068.14	90792	115600	39304000	18.439	6.979
341	1071.28	91327	116281	39651821	18.466	6.986
342	1074.42	91863	116964	40001688	18.493	6.993
343	1077.56	92401	117649	40353607	18.520	7.000
344	1080.71	92941	118336	40707584	18.547	7.007
345	1083.85	93482	119025	41063625	18.574	7.014
346	1086.99	94024	119716	41421736	18.601	7.020
347	1090.13	94569	120409	41781923	18.628	7.027
348	1093.27	95115	121104	42144192	18.655	7.034
349	1096.41	95662	121801	42508549	18.681	7.040
350	1099.56	96211	122500	42875000	18.708	7.047
351	1102.70	96762	123201	43243551	18.735	7.054
352	1105.84	97314	123904	43614208	18.762	7.061
353	1108.98	97867	124609	43986977	18.788	7.067
354	1112.12	98423	125316	44361864	18.815	7.074
355	1115.26	98980	126025	44738875	18.842	7.081
356	1118.40	99538	126736	45118016	18.868	7.087
357	1121.55	100098	127449	45499293	18.894	7.094
358	1124.69	100660	128164	45882712	18.921	7.101
359	1127.83	101223	128881	46268279	18.947	7.107
360	1130.97	101787	129600	46656000	18.974	7.114
361	1134.11	102354	130321	47045881	19.000	7.120
362	1137.25	102921	131044	47437928	19.026	7.127
363	1140.40	103491	131769	47832147	19.052	7 133
364	1143.54	104062	132496	48228544	19.079	7.140
365	1146.68	104634	133225	48627125	19.105	7.146
366	1149.82	105209	133956	49027896	19.131	7.153
367	1152.96	105784	134689	49430863	19.157	7.159
368	1156.10	106362	135424	49836032	19.183	7.166
369	1159.25	106940	136161	50243409	19.209	7.172
370	1162.39	107521	136900	50653000	19.235	7.179
371	1165.53	108103	137641	51064811	19.261	7.185
372	1168.67	108686	138384	51478848	19.287	7.192
373	1171.81	109271	139129	51895117	19.313	7.198
374	1174.95	109858	139876	52313624	19.339	7.205
375	1178.10	110446	140625	52734375	19.365	7.211
376	1181.24	111036	141376	53157376	19.391	7.218
377	1184.38	111628	142129	53582633	19.416	7.224
378	1187.52	112221	142884	54010152	19.442	7.230
379	1190.66	112815	143641	54439939	19.468	7.237
380	1193.80	113411	144400	54872000	19.493	7.243

Nombres.	Circonférence.	Surface.	Carré.	Cube.	Racine carrée.	Racine cubique.
381	1196.94	114009	145161	55306341	19.519	7.249
382	1200.09	114608	145924	55742968	19.545	7.256
383	1203.23	115209	146689	56181887	19.570	7.262
384	1206.37	115811	147456	56623104	19.596	7.268
385	1209.51	116415	148225	57066625	19.621	7.275
386	1212.65	117021	148996	57512456	19.647	7.281
387	1215.79	117628	149769	57960603	19.672	7.287
388	1218.94	118237	150544	58411072	19.698	7.294
389	1222.08	118847	151321	58863869	19.723	7.299
390	1225.22	119459	152100	59319000	19.748	7.306
391	1228.36	120072	152881	59776471	19.774	7.312
392	1231.50	120687	153664	60236288	19.799	7.319
393	1234.64	121304	154449	60698457	19.824	7.325
394	1237.79	121922	155236	61162984	19.849	7.331
395	1240.93	122542	156025	61629875	19.875	7.337
396	1244.07	123163	156816	62099136	19.899	7.343
397	1247.21	123786	157609	62570773	19.925	7.349
398	1250.35	124410	158404	63044792	19.949	7.356
399	1253.49	125036	159201	63521199	19.975	7.362
400	1256.64	125664	160000	64000000	20.000	7.368
401	1259.78	126293	160801	64481201	20.025	7.374
402	1262.92	126923	161604	64964808	20.049	7.380
403	1266.06	127556	162409	65450827	20.075	7.386
404	1269.20	128189	163216	65939264	20.099	7.392
405	1272.34	128825	164025	66430125	20.125	7.399
406	1275.48	129462	164836	66923416	20.149	7.405
407	1278.63	130100	165649	67419143	20.174	7.411
408	1281.77	130740	166464	67911312	20.199	7.417
409	1284.91	131382	167281	68417929	20.224	7.422
410	1288.05	132025	168100	68921000	20.248	7.429
411	1291.19	132670	168921	69426531	20.273	7.434
412	1294.34	133316	169744	69934528	20.298	7.441
413	1297.48	133964	170569	70444997	20.322	7.447
414	1300.62	134614	171396	70957944	20.347	7.453
415	1303.76	135265	172225	71473375	20.371	7.459
416	1306.90	135918	173056	71991296	20.396	7.465
417	1310.04	136572	173889	72511713	20.421	7.471
418	1313.18	137228	174724	73034632	20.445	7.477
419	1316.32	137885	175561	73560059	20.469	7.483
420	1319.47	138544	176400	74088000	20.494	7.489
421	1322.61	139205	177241	74618461	20.518	7.495
422	1325.75	139867	178084	75151448	20.543	7.501
423	1328.89	140530	178929	75686967	20.567	7.507
424	1332.03	141196	179776	76225024	20.591	7.513
425	1335.18	141862	180625	76765625	20.615	7.518
426	1338.32	142531	181476	77308776	20.639	7.524
427	1341.46	143201	182329	77854483	20.664	7.530
428	1344.60	143872	183184	78402752	20.688	7.536
429	1347.74	144545	184041	78953589	20.712	7.542
430	1350.88	145220	184900	79507000	20.736	7.548
431	1354.02	145896	185761	80062991	20.760	7.554
432	1357.17	146574	186624	80621568	20.785	7.559
433	1360.32	147253	187489	81182737	20.809	7.365
434	1363.45	147934	188356	81746504	20.833	7.571
435	1366.59	148617	189225	82312875	20.857	7.577
436	1369.73	149301	190096	82881856	20.881	7.583
437	1372.87	149987	190969	83453453	20.904	7.588
438	1376.02	150674	191844	84027672	20.928	7.594
439	1379.16	151362	192721	84604519	20.952	7.600
440	1382.30	152053	193600	85184000	20.976	7.606
441	1385.44	152745	194481	85766121	21.000	7.612
442	1388.58	153438	195364	86350888	21.024	7.617
443	1391.72	154133	196249	86938307	21.047	7.623
444	1394.87	154830	197136	87528384	21.071	7.629
445	1398.01	155528	198025	88121125	21.095	7.635

Nombres.	Circonférence.	Surface.	Carré.	Cube.	Racine carrée.	Racine cubique.
446	1401.15	156228	198916	88716536	21.119	7.640
447	1404.29	156929	199809	89314623	21.142	7.646
448	1407.43	157632	200704	89915392	21.166	7.652
449	1410.57	158337	201601	90518849	21.189	7.657
450	1413.72	159043	202500	91125000	21.213	7.663
451	1416.86	159751	203401	91733851	21.237	7.669
452	1420.00	160460	204304	92345408	21.260	7.674
453	1423.14	161171	205209	92959677	21.284	7.680
454	1426.28	161883	206106	93576664	21.307	7.686
455	1429.42	162597	207025	94196375	21.331	7.691
456	1432.56	163312	207936	94818816	21.354	7.697
457	1435.71	164030	208849	95443993	21.377	7.703
458	1438.85	164748	209764	96071912	21.401	7.708
459	1441.99	165468	210681	96702579	21.424	7.714
460	1445.13	166190	211600	97336000	21.447	7.719
461	1448.27	166913	212521	97972181	21.471	7.725
462	1451.41	167638	213444	98611128	21.494	7.731
463	1454.56	168365	214369	99252847	21.517	7.736
464	1457.70	169093	215296	99897344	21.541	7.742
465	1460.84	169823	216225	100544625	21.564	7.747
466	1463.98	170554	217156	101194696	21.587	7.753
467	1467.12	171287	218089	101847563	21.610	7.758
468	1470.26	172021	219024	102503232	21.633	7.764
469	1473.41	172757	219961	103161709	21.656	7.769
470	1476.55	173494	220900	103823000	21.679	7.775
471	1479.69	174233	221841	104487111	21.702	7.780
472	1482.83	174974	222784	105154048	21.725	7.786
473	1485.97	175716	223729	105823817	21.749	7.791
474	1489.11	176460	224676	106496424	21.771	7.897
475	1492.26	177205	225625	107171875	21.794	7.802
476	1495.40	177952	226576	107850176	21.817	7.808
477	1498.54	178701	227529	108531333	21.840	7.813
478	1501.68	179451	228484	109215352	21.863	7.819
479	1504.82	180202	229441	109902239	21.886	7.824
480	1507.96	180956	230400	110592000	21.909	7.830
481	1511.10	181710	231361	111284641	21.932	7.835
482	1514.25	182467	232324	111980168	21.954	7.840
483	1517.39	183225	233289	112678587	21.977	7.846
484	1520.53	183984	234256	113379904	22.000	7.851
485	1523.67	184745	235225	114084125	22.023	7.857
486	1526.81	185508	236196	114791256	22.045	7.862
487	1529.95	186272	237169	115501303	22.069	7.868
488	1533.10	187038	238144	116214272	22.091	7.873
489	1536.24	187805	239121	116930169	22.113	7.878
490	1539.38	188574	240100	117649000	22.136	7.884
491	1542.52	189345	241081	118370771	22.158	7.889
492	1545.66	190117	242064	119095488	22 181	7.894
493	1548.80	190890	243049	119823157	22.204	7.899
494	1551.95	191665	244036	120553784	22.226	7.905
495	1555.09	192442	245025	121287375	22.248	7.910
496	1558.23	193220	246016	122023936	22.271	7.915
497	1561.37	194000	247009	122763473	22.293	7.921
498	1564.51	194782	248004	123505992	22.316	7 926
499	1567.65	195565	249001	124251499	22.338	7.932
500	1570.80	196350	250000	125000000	22.361	7.937
501	1573.94	197136	251001	125751501	22.383	7.942
502	1577.08	197923	252004	126506008	22.405	7.947
503	1580.22	198713	253009	127263527	22.428	7.953
504	1583.36	199504	254016	128024064	22.449	7.958
505	1586.50	200296	255025	128787625	22.472	7.963
506	1589.64	201090	256036	129554216	22.494	7.969
507	1592.79	201886	257049	130323843	22.517	7.974
508	1595.93	202683	258064	131096512	22.539	7.979
509	1599.07	203481	259081	131872229	22.561	7.984
510	1602.21	204282	260100	132651000	22.583	7.989

Nombres.	Circonférence.	Surface.	Carré.	Cube.	Racine carrée.	Racine cubique.
511	1605.35	205084	261121	133432831	22.605	7.995
512	1608.49	205887	262144	134217728	22.627	8.000
513	1611.64	206692	263169	135005697	22.649	8.005
514	1614.78	207499	264196	135796744	22.671	8.010
515	1617.92	208307	265225	136590875	22.694	8.016
516	1621.06	209117	266256	137388096	22.716	8.021
517	1624.20	209928	267289	138188413	22.738	8.026
518	1627.34	210741	268324	138991832	22.759	8.031
519	1630.49	211556	269361	139798359	22.782	8.036
520	1633.63	212372	270400	140608000	22.803	8.041
521	1636.77	213189	271441	141420761	22.825	8.047
522	1639.91	214008	272484	142236648	22.847	8.052
523	1643.05	214829	273529	143055667	22.869	8.057
524	1646.19	215651	274576	143877824	22 891	8.062
525	1649.34	216475	275625	144703125	22.913	8.067
526	1652.48	217301	276676	145531576	22.935	8.072
527	1655.62	218128	277729	146363183	22.956	8.077
528	1658.76	218956	278784	147197952	22 978	8.082
529	1661.90	219787	279841	148035889	23.000	8.087
530	1665.04	220618	280900	148877000	23.022	8.093
531	1668.18	221452	281961	149721291	23.043	8.098
532	1671.33	222287	283024	150568768	23.065	8.103
533	1674.47	223123	284089	151419437	23.087	8.108
534	1677.61	223961	285156	152273304	23.108	8.113
535	1680.75	224801	286225	153130375	23.130	8.118
536	1683.89	225642	287296	153990656	23.152	8.123
537	1687.04	226484	288369	154854153	23.173	8.128
538	1690.18	227329	289444	155720872	23.195	8.133
539	1693.32	228175	290521	156590819	23.216	8.138
540	1696.46	229022	291600	157464000	23.238	8.143
541	1699.60	229871	292681	158340421	23.259	8.148
542	1702.74	230722	293764	159220088	23.281	8.153
543	1705.88	231574	294849	160103007	23.302	8.158
544	1709.03	232428	295936	160989184	23.324	8.163
545	1712.17	233283	297025	161878625	23.345	8.168
546	1715.31	234140	298116	162771336	23.367	8.173
547	1718.45	234998	299209	163667323	23.388	8.178
548	1721.59	235858	300304	164566592	23.409	8.183
549	1724.73	236720	301401	165469149	23.431	8.188
550	1727.88	237583	302500	166375000	23.452	8.193
551	1731.02	238448	303601	167284151	23.473	8.198
552	1734.16	239314	304704	168196608	23.495	8.203
553	1737.30	240182	305809	169112377	23.516	8.208
554	1740.44	241051	306916	170031464	23.537	8.213
555	1743.58	241922	308025	170953875	23.558	8.218
556	1746.72	242795	309136	171879616	23.579	8.223
557	1749.87	243669	310249	172808693	23.601	8.228
558	1753 01	244545	311364	173741112	23.622	8.233
559	1756.15	245422	312481	174676879	23.643	8.238
560	1759.29	246301	313600	175616000	23.664	8.242
561	1762.43	247181	314721	176558481	23.685	8.247
562	1765.57	248063	315844	177504328	23.706	8.252
563	1768.72	248947	316969	178453547	23.728	8.257
564	1771 86	249832	318096	179406144	23.749	8.262
565	1775.00	250719	319225	180362125	23.769	8.267
566	1778.14	251607	320356	181321496	23.791	8.272
567	1781 28	252497	321489	182284263	23.812	8.277
568	1784.42	253388	322624	183250432	23.833	8.282
569	1787.57	254281	323761	184220009	23.854	8.286
570	1790.71	255176	324900	185193000	23.875	8.291
571	1793.85	256072	326041	186169411	23.896	8.296
572	1796.99	256970	327184	187149248	23.916	8.301
573	1800.13	257869	328329	188132517	23.937	8.306
574	1803.27	258770	329476	189119224	23.958	8.311
575	1806.42	259672	330625	190109375	23.979	8.315
576	1809.56	260576	331776	191102976	24.000	8.320
577	1812.70	261482	332929	192100033	24.021	8.325
578	1815.84	262388	334084	193100552	24.042	8.330
579	1818.98	263298	335241	194104539	24.062	8.335
580	1822.12	264208	336400	195112000	24.083	8.339
581	1825.26	265120	337561	196122941	24.104	8.344
582	1828.41	266033	338724	197137368	24.125	8.349
583	1831.55	266948	339889	198155287	24.145	8.354
584	1834.69	267865	341056	199176704	24.166	8.359
585	1837.83	268783	342225	200201625	24.187	8.363
586	1840.97	269703	343396	201230056	24.207	8.368
587	1844.11	270624	344569	202262003	24.228	8.373
588	1847.26	271547	345744	203297472	24.249	8.378
589	1850.40	272471	346921	204336469	24.269	8.382
590	1853.54	273397	348100	205379000	24.289	8.387
591	1856.68	274325	349281	206425071	24.310	8.392
592	1859.82	275254	350464	207474688	24.331	8.397
593	1862.96	276185	351649	208527857	24.351	8.401
594	1866.11	277117	352836	209584584	24.372	8.406
595	1869.25	278051	354025	210644875	24.393	8.411
596	1872.39	278986	355216	211708736	24.413	8.415
597	1875.53	279923	356409	212776173	24.433	8.420
598	1878.67	280862	357604	213847192	24.454	8.425
599	1881.81	281802	358801	214921799	24.474	8.429
600	1884.96	282744	360000	216000000	24.495	8.434
601	1888.10	283687	361201	217081801	24.515	8.439
602	1891.24	284632	362404	218167208	24.536	8.444
603	1894.38	285578	363609	219256227	24.556	8.448
604	1897.52	286526	364816	220348864	24.576	8.453
605	1900.66	287476	366025	221445125	24.597	8.458
606	1903.80	288426	367236	222545016	24.617	8.462
607	1906.95	289379	368449	223648543	24.637	8.467
608	1910.09	290334	369664	224755712	24.658	8.472
609	1913.23	291289	370881	225866529	24.678	8.476
610	1916.37	292247	372100	226981000	24.698	8.481
611	1919.51	293206	373321	228099131	24.718	8.485
612	1922.65	294166	374544	229220928	24.739	8.490
613	1925.80	295128	375769	230346397	24.758	8.495
614	1928.94	296092	376996	231475544	24.779	8.499
615	1932.08	297057	378225	232608375	24.799	8.504
616	1935.22	298024	379456	233744896	24.819	8.509
617	1938.36	298993	380689	234885113	24.839	8.513
618	1941.50	299963	381924	236029032	24.859	8.518
619	1944.65	300934	383161	237176659	24.879	8.522
620	1947.79	301907	384400	238328000	24.899	8.527
621	1950.93	302882	385641	239483061	24.919	8.532
622	1954.07	303858	386884	240641848	24.939	8.536
623	1957.21	304856	388129	241804367	24.959	8.541
624	1960.35	305815	389376	242970624	24.980	8.545
625	1963.50	306796	390625	244140625	25.000	8.549
626	1966.64	307779	391876	245314376	25.019	8.554
627	1969.78	308763	393129	246491883	25.040	8.559
628	1972.92	309749	394384	247673152	25.059	8.563
629	1976.06	310736	395641	248858189	25.079	8.568
630	1979.20	311725	396900	250047000	25.099	8.573
631	1982.34	312715	398161	251239591	25.119	8.577
632	1985.49	313707	399424	252435968	25.139	8.582
633	1988.63	314701	400689	253636137	25.159	8.586
634	1991.77	315696	401956	254840104	25.179	8.591
635	1994.91	316692	403225	256047875	25.199	8.595
636	1998.05	317691	404496	257259456	25.219	8.599
637	2001.19	318690	405769	258474853	25.239	8.604
638	2004.34	319692	407044	259694072	25.259	8.609
639	2007.48	320695	408321	260917119	25.278	8.613
640	2010.62	321699	409600	262144000	25.298	8.618

Nombres.	Circonférence.	Surface.	Carré.	Cube.	Racine carrée.	Racine cubique.
641	2013.76	322705	410881	263374721	25.318	8.622
642	2016.90	323713	412164	264609288	25.338	8.627
643	2020.04	324722	413449	265847707	25.357	8.631
644	2023.19	325733	414756	267089984	25.377	8.636
645	2026.33	326746	416025	268336125	25.397	8.640
646	2029.47	327759	417316	269586136	25.416	8.644
647	2032.61	328775	418609	270840023	25.436	8.649
648	2035.76	329792	419904	272097792	25.456	8.653
649	2038.89	330811	421201	273359449	25.475	8.658
650	2042.04	331831	422500	274625000	25.495	8.662
651	2045.18	332853	423801	275894451	25.515	8.667
652	2048.32	333876	425104	277167808	25.534	8.671
653	2051.46	334901	426409	278445077	25.554	8.676
654	2054.60	335928	427716	279726264	25.573	8.680
655	2057.74	336956	429025	281011375	25.593	8.684
656	2060.88	337985	430336	282300416	25.612	8.689
657	2064.03	339017	431649	283593393	25.632	8.693
658	2067.17	340049	432964	284890312	25.651	8.698
659	2070.31	341084	434281	286191179	25.671	8.702
660	2073.45	342120	435600	287496000	25.690	8.706
661	2076.59	343157	436921	288804781	25.710	8.711
662	2079.73	344196	438244	290117528	25.729	8.715
663	2082.88	345237	439569	291434247	25.749	8.719
664	2086.02	346279	440896	292754944	25.768	8.724
665	2089.16	347323	442225	294079625	25.787	8.728
666	2092.30	348368	443556	295408296	25.807	8.733
667	2095.44	349416	444889	296740963	25.826	8.737
668	2098.58	350464	446224	298077632	25.846	8.742
669	2101.73	351514	447561	299418309	25.865	8.746
670	2104.87	352566	448900	300763000	25.884	8.750
671	2108.01	353619	450241	302111711	25.904	8.753
672	2111.15	354674	451584	303464448	25.923	8.759
673	2114 29	355730	452929	304821217	25.942	8.763
674	2117.43	356788	454276	306182024	25.961	8.768
675	2120.58	357847	455625	307546875	25.981	8.772
676	2123.72	358908	456976	308915776	26 000	8.776
677	2126.86	359971	458329	310288733	26.019	8.781
678	2130.00	361035	459684	311665752	26.038	8.785
679	2133.14	362101	461041	313046839	26.058	8.789
680	2136.28	363168	462400	314432000	26.077	8.794
681	2139.42	364237	463761	315821241	26.096	8.798
682	2142.57	365308	465124	317214568	26.115	8.802
683	2145.71	366380	466489	318611987	26.134	8.807
684	2148.85	367454	467856	320013504	26.153	8.811
685	2151.99	368529	469225	321419125	26.172	8.815
686	2155.13	369605	470596	322828856	26.192	8.819
687	2158.27	370684	471969	324242703	26.211	8.824
688	2161.42	371764	473344	325660672	26.229	8.828
689	2164.56	372845	474721	327082769	26.249	8.832
690	2167.70	373928	476100	328509000	26.268	8.836
691	2170.84	375013	477481	329939371	26.287	8.841
692	2173.98	376099	478864	331373888	26.306	8.845
693	2177.12	377187	480249	332812557	26.325	8.849
694	2180.27	378276	481636	334255384	26.344	8.853
695	2183.41	379367	483025	335702375	26.363	8.858
696	2186.55	380460	484416	337153536	26.382	8 862
697	2189.69	381554	485809	338608873	26.401	8.866
698	2192.83	382650	487204	340068392	26.419	8.870
699	2195.97	383747	488601	341532099	26.439	8.875
700	2199.12	384846	490000	343000000	26.457	8.879
701	2202.26	385945	491401	344472101	26.476	8.883
702	2205.40	387048	492804	345948408	26.495	8.887
703	2208.54	388151	494209	347428927	26.514	8.892
704	2211.68	389256	495616	348913664	26.533	8.896
705	2214.82	390363	497025	350402625	26.552	8 900
706	2217.96	391471	498436	351895816	26.571	8.904
707	2221.11	392581	499849	353393243	26.589	8.908
708	2224.25	393692	501264	354894912	26.608	8.913
709	2227.39	394805	502681	356400829	26.627	8.917
710	2230.53	395920	504100	357911000	26.645	8.921
711	2233.67	397036	505521	359425431	26.664	8.925
712	2236.81	398151	506944	360944128	26.683	8.929
713	2239.96	399273	508369	362467097	26.702	8.934
714	2243.10	400393	509796	363994344	26.721	8.938
715	2246.24	401516	511225	365525875	26.739	8.942
716	2249.38	402640	512656	367061696	26.758	8.946
717	2252.52	403765	514089	368601813	26.777	8.950
718	2255.66	404892	515524	370146232	26.795	8.954
719	2258.81	406021	516961	371694959	26.814	8.959
720	2261.95	407151	518400	373248000	26.833	8.963
721	2265.09	408283	519841	374805361	26.851	8.967
722	2268.23	409416	521284	376367048	26.870	8.971
723	2271.37	410551	522729	377933067	26.889	8.975
724	2274.51	411687	524176	379503424	26.907	8.979
725	2277.66	412825	525625	381078125	26.926	8.983
726	2280.80	413965	527076	382657176	26.944	8.988
727	2283.94	415106	528529	384240583	26.963	8.992
728	2287 08	416249	529984	385828352	26.981	8.996
729	2290.22	417393	531441	387420489	27.000	9.000
730	2293.36	418539	532900	389017000	27.018	9.004
731	2296.50	419687	534361	390617891	27.037	9.008
732	2299.65	420836	535824	392223168	27.055	9.012
733	2302.79	421986	537289	393832837	27.074	9.016
734	2305.93	423138	538756	395446904	27.092	9.020
735	2309.07	424292	540225	397065375	27.111	9.023
736	2312.21	425442	541696	398688256	27.129	9.029
737	2315.35	426604	543169	400315553	27.148	9.033
738	2318.50	427763	544644	401947272	27.166	9 037
739	2321.64	428923	546121	403583419	27.184	9.041
740	2324.78	430085	547600	405224000	27.203	9.045
741	2327.92	431248	549081	406869021	27.221	9.049
742	2331.06	432412	550564	408518488	27.239	9.053
743	2334.20	433579	552049	410172407	27.258	9.057
744	2337.35	434747	553536	411830784	27.276	9.061
745	2340.49	435916	555025	413493625	27.295	9.065
746	2343.63	437087	556516	415160936	27.313	9.069
747	2346.77	438260	558009	416832723	27.331	9.073
748	2349.91	439434	559504	418508992	27.349	9.077
749	2353.05	440610	561001	420189749	27.368	9.081
750	2356.20	441787	562500	421875000	27.386	9.086
751	2359.34	442966	564001	423564751	27.404	9.089
752	2362.48	444146	565504	425259008	27.423	9.094
753	2365.62	445328	567009	426957777	27.441	9.098
754	2368.76	446512	568516	428661064	27.459	9.102
755	2371.90	447697	570025	430368875	27.477	9 106
756	2375.04	448884	571536	432081216	27.495	9.109
757	2378.19	450072	573049	433798093	27.514	9.114
758	2381.33	451262	574564	435519512	27.532	9.118
759	2384.47	452454	576081	437245479	27.549	9 122
760	2387.61	453647	577600	438976000	27.568	9.126
761	2390.75	454841	579121	440711081	27.586	9.129
762	2393.89	456037	580644	442450728	27.604	9.134
763	2397.04	457235	582169	444194947	27.622	9.138
764	2400.18	458435	583696	445943744	27.640	9 142
765	2403.32	459635	585225	447697125	27.659	9.146
766	2406.46	460838	586756	449455096	27.677	9.149
767	2409.60	462042	588289	451217663	27.695	9.154
768	2412.74	463247	589824	452984832	27.713	9.158
769	2415.88	464454	591361	454756609	27.731	9.162
770	2419.03	465663	592900	456533000	27.749	9.166

Nombres.	Circonférence.	Surface.	Carré.	Cube.	Racine carrée.	Racine cubique.
771	2422.17	466873	594441	458314011	27.767	9.170
772	2425.31	468085	595984	460099648	27.785	9.174
773	2428.45	469299	597529	461889917	27.803	9.178
774	2431.59	470514	599076	463684824	27.821	9.182
775	2434.74	471730	600625	465484375	27.839	9.185
776	2437.88	472949	602176	467288576	27.857	9.189
777	2441.02	474168	603729	469097433	27.875	9.193
778	2444.16	475390	605284	470910952	27.893	9.197
779	2447.30	476612	606841	472729139	27.911	9.201
780	2450.44	477837	608400	474552000	27.928	9.205
781	2453.58	479063	609961	476379541	27.946	9.209
782	2456.73	480290	611524	478211768	27.964	9.213
783	2459.87	481520	613089	480048687	27.982	9.217
784	2463.01	482750	614656	481890304	28.000	9.221
785	2466.15	483983	616225	483736625	28.018	9.225
786	2469.29	485216	617796	485587656	28.036	9.229
787	2472.43	486452	619369	487443403	28.054	9.233
788	2475.58	487689	620944	489303872	28.071	9.237
789	2478.72	488927	622521	491169069	28 089	9.240
790	2481.86	490168	624100	493039000	28.107	9.244
791	2485.00	491409	625681	494913671	28.125	9.248
792	2488.14	492653	627264	496793088	28.142	9.252
793	2491.28	493898	628849	498677257	28.160	9.256
794	2494.43	495144	630436	500566184	28.178	9.260
795	2497.57	496392	632025	502459875	28.196	9.264
796	2500.71	497642	633616	504358336	28.213	9.268
797	2503.85	498893	635209	506261573	28.231	9.272
798	2506.99	500145	636804	508169592	28.249	9.275
799	2510.13	501400	638401	510082399	28.267	9.279
800	2513.28	502656	640000	512000000	28.284	9.283
801	2516.42	503913	641601	513922401	28.302	9.287
802	2519.56	505172	643204	515849608	28.320	9.291
803	2522.70	506432	644809	517781627	28.337	9.295
804	2525.84	507695	646416	519718464	28.355	9.299
805	2528.98	508958	648025	521660125	28.373	9.302
806	2532.12	510224	649636	523606616	28.390	9.306
807	2535.27	511490	651249	525557943	28.408	9.310
808	2538.41	512759	652864	527514112	28.425	9.314
809	2541.55	514029	654481	529475129	28.443	9.318
810	2544.69	515300	656100	531441000	28.460	9.322
811	2547.83	516574	657721	533411731	28.478	9.326
812	2550.97	517848	659344	535387328	28.496	9.329
813	2554.12	519125	660969	537367797	28.513	9.333
814	2557.26	520402	662596	539353144	28.531	9.337
815	2560.40	521682	664225	541343375	28.548	9.341
816	2563.54	522963	665856	543338496	28.566	9.345
817	2566.68	524245	667489	545338513	28.583	9.348
818	2569.82	525529	669124	547343432	28.601	9.352
819	2572.97	526815	670761	549353259	28.618	9.356
820	2576.11	528102	672400	551368000	28.636	9.360
821	2579.25	529391	674041	553387661	28.653	9.364
822	2582.39	530682	675684	555412248	28.671	9.368
823	2585.53	531974	677329	557441767	28.688	9.371
824	2588.67	533267	678976	559476224	28.705	9.375
825	2391.82	534562	680625	561515625	28.723	9.379
826	2594.96	535859	682276	563559976	28.740	9.383
827	2598.10	537158	683929	565609283	28.758	9.386
828	2601.24	538457	685584	567663552	28.775	9.390
829	2604.38	539759	687241	569722789	28.792	9.394
830	2607.52	541062	688900	571787000	28.810	9.398
831	2610.66	542366	690561	573856191	28.827	9.402
832	2613.81	543672	692224	575930368	28.844	9.405
833	2616.95	544980	693889	578009537	28.862	9.409
834	2620.09	546289	695556	580093704	28.879	9.413
835	2623.23	547600	697225	582182875	28.896	9.417
836	2626.37	548912	698896	584277056	28.914	9.420
837	2629.51	550226	700569	586376253	28.931	9.424
838	2632.64	551542	702244	588480472	28.948	9.428
839	2635.80	552859	703921	590589719	28.965	9.432
840	2638.94	554178	705600	592704000	28.983	9.435
841	2642.08	555498	707281	594823321	29.000	9.439
842	2645.22	556820	708964	596947688	29.017	9.443
843	2648.36	558143	710649	599077107	29.034	9.447
844	2651.51	559468	712336	601211584	29.052	9.450
845	2654.65	560795	714025	603351125	29.069	9.454
846	2657.79	562123	715716	605495736	29.086	9.458
847	2660.93	563452	717409	607645423	29.103	9.462
848	2664.07	564784	719104	609800192	29.120	9.465
849	2667.21	566117	720801	611960049	29.138	9.469
850	2670.36	567451	722500	614125000	29.155	9.473
851	2673.50	568787	724201	616295051	29.172	9.476
852	2676.64	570125	725904	618470208	29.189	9.480
853	2679.78	571464	727609	620650477	29.206	9.484
854	2682.92	572804	729316	622835864	29.223	9.488
855	2686.06	574147	731025	625026375	29.240	9.491
856	2689.20	575490	732736	627222016	29.257	9.495
857	2692.35	576836	734449	629422793	29.275	9.499
858	2695.49	578183	736164	631628712	29.292	9.502
859	2698.63	579531	737881	633839779	29.309	9.506
860	2701.77	580881	739600	936056000	29.326	9.510
861	2704.91	582233	741321	638277381	29.343	9.513
862	2708.05	583586	743044	640503928	29.360	9.517
863	2711.20	584941	744769	642735647	29.377	9.521
864	2714.34	586297	746496	644972544	29.394	9.524
865	2717.48	587655	748225	647214625	29.411	9.528
866	2720.62	589015	749956	649461896	29.428	9.532
867	2723.76	590376	751689	651714363	29.445	9.535
868	2726.90	591739	753424	653972032	29.462	9.539
869	2730.05	593103	755161	656234909	29.479	9.543
870	2733.19	594469	756900	658503000	29.496	9.546
871	2736.33	395836	758641	660776311	29.513	9.550
872	2739.47	597205	760384	663054848	29.530	9.554
873	2742.61	598576	762129	665338617	29.547	9.557
874	2745.75	599948	763876	667627624	29.563	9.561
875	2748.90	601321	765625	669921875	29.580	9.565
876	2752.04	602697	767376	672221376	29.597	9.568
877	2755.18	604073	769129	674526133	29.614	9.572
878	2758.32	605451	770884	676836152	29.631	9.576
879	2761.46	606832	772641	679151439	29.648	9.579
880	2764.60	608213	774400	681472000	29.665	9.583
881	2767.74	609596	776161	683797841	29.682	9.586
882	2770.89	610981	777924	686128968	29.698	9.590
883	2774.03	612367	779689	688465387	29.715	9.594
884	2777.17	613755	781456	690807104	29.732	9.597
885	2780.31	615144	783225	693154125	29.749	9.601
886	2783.45	616535	784996	695506456	29.766	9.605
887	2786.59	617928	786769	697864103	29.783	9.608
888	2789.73	619322	788544	700227072	29.799	9.612
889	2792.88	620718	790321	702595369	29.816	9.615
890	2796.02	622115	792100	704969000	29.833	9.619
891	2799.16	623514	793881	707347971	29.850	9.623
892	2802.30	624914	795664	709732288	29.866	9.626
893	2805.44	626316	797449	712121957	29.883	9.630
894	2808.59	627719	799236	714516984	29.900	9.633
895	2811.73	629124	801025	716917375	29.917	9.637
896	2814.87	630531	802816	719323136	29.933	9.641
897	2818.01	631959	804609	721734273	29.950	9.644
898	2821.15	633349	806404	724150792	29.967	9.648
899	2824.29	634760	808201	726572699	29.983	9.651
900	2827.44	636174	810000	729000000	30.000	9.655

Nombres.	Circonférence.	Surface.	Carré.	Cube.	Racine carrée.	Racine cubique.	Nombres.	Circonférence.	Surface.	Carré.	Cube.	Racine carrée.	Racine cubique.
901	2830.58	637588	811801	731432701	30.017	9.658	951	2987.66	710316	904401	860085351	30.838	9.834
902	2833.72	639004	813604	733870808	30.033	9.662	952	2990.80	711811	906304	862801408	30.854	9.837
903	2836.86	640422	815409	736314327	30.050	9.666	953	2993.94	713307	908209	865523177	30.871	9.841
904	2840.00	641841	817216	738763264	30.067	9.669	954	2997.08	714805	910116	868250664	30.887	9.844
905	2843.14	643262	819025	741217625	30.083	9.673	955	3000.22	716304	912025	870983875	30.903	9.848
906	2846.28	644684	820836	743677416	30.100	9.676	956	3003.36	717805	913936	873722816	30.919	9.851
907	2849.43	646108	822649	746142643	30.116	9.680	957	3006.51	719307	915849	876467493	[illegible]	9.85[illegible]
908	2852.57	647534	824464	748613312	30.133	9.683	958	3009.65	720811	917764	879217912	30.952	9.858
909	2855.71	648961	826281	751089429	30.150	9.687	959	3012.79	722317	919681	881974079	30.968	9.861
910	2858.85	650389	828100	753571000	30.166	9.691	960	3015.93	723824	921600	884736000	30.984	9.865
911	2861.99	651819	829921	756058031	30.183	9.694	961	3019.07	725333	923521	887503681	31.000	9.86[illegible]
912	2865.13	653251	831744	758550528	30.199	9.698	962	3022.21	726843	925444	890277128	31.016	9.872
913	2868.27	654684	833569	761048497	30.216	9.701	963	3025.36	728355	927369	893056347	31.032	9.875
914	2871.42	656120	835396	763551944	30.232	9.705	964	3028.50	729869	929296	895841344	31.048	9.879
915	2874.36	657556	837225	766060875	30.249	9.708	965	3031.64	731384	931225	898632125	31.064	9.882
916	2677.70	658994	839056	768575296	30.265	9.712	966	3034.78	732900	933156	901428696	31.081	9.885
917	2880.84	660432	840889	771095213	30.282	9.715	967	3037.92	734418	935089	904231063	31.097	9.889
918	2883.98	661875	842724	773620632	30.299	9.719	968	3041.06	735938	937024	907039232	31.113	9.892
919	2887.13	663318	844561	776151559	30.315	9.722	969	3044.21	737459	938961	909853209	31.129	9.896
920	2890.27	664762	846400	778688000	30.332	9.726	970	3047.35	738982	940900	912673000	31.145	9.899
921	2893.41	666208	848241	781229961	30.348	9.729	971	3050.49	740507	942841	915498611	31.161	9 902
922	2896.55	667655	850084	783777448	30.364	9 733	972	3053.63	742033	944784	918330048	31.177	9.906
923	2899.69	669104	851929	786330467	30.381	9.736	973	3056.77	743560	946729	921167317	31.193	9.909
924	2902.83	670555	853776	788889024	30.397	9.740	974	3059.91	745090	948676	924010424	31.209	9.913
925	2905.98	672007	855625	791453125	30.414	9.743	975	3063.06	746620	950625	926859375	31.225	9.916
926	2909.12	673461	857476	794022776	30.430	9.747	976	3066.20	748153	952576	929714176	31.241	9.919
927	2912.26	674916	859329	796597083	30 447	9.750	977	3069.34	749687	954529	932574833	31.257	9.923
928	2915.40	676373	861184	799178752	30.463	9.754	978	3072 48	751222	956484	935441352	31.273	9.926
929	2918.54	677832	863041	801765089	30.480	9.758	979	3075.62	752759	958441	938313739	31.289	9.930
930	2921.68	679292	864900	804357000	30.496	9.761	980	3078.76	754298	960400	941192000	31.303	9.933
931	2924.82	680754	866761	806954491	30.512	9.764	981	3081.90	755838	962361	944076141	31.321	9.936
932	2927.97	682217	868624	809557568	30.529	9.768	982	3085.05	757380	964324	946966168	31.337	9.940
933	2931.11	683682	870489	812166237	30.545	9.771	983	3088.19	758923	966289	949862087	31.353	9.943
934	2934.25	685148	872356	814780504	30.561	9.775	984	3091.33	760468	968256	952763904	31.369	9.946
935	2937.39	686616	874225	817400375	30.578	9.778	985	3094.47	762014	970225	955671625	31.385	9.950
936	2940.53	688085	876096	820025856	30.594	9.783	986	3097.61	763562	972196	958585256	31.401	9.953
937	2943.67	689556	877969	822656953	30.610	9.785	987	3100.75	765111	974169	961504803	31.417	9.956
938	2946.82	691029	879844	825293672	30.627	9.789	988	3103.89	766663	976144	964430272	31.432	9.960
939	2949.96	692503	881721	827936019	30.643	9.792	989	3107.04	768216	978121	967361669	31.448	9.963
940	2953.10	693979	883600	830584000	30.659	9.796	990	3110.18	769770	980100	970299000	31.464	9.967
941	2956.24	695456	885481	833237621	30.676	9.799	991	3113.32	771326	982081	973242271	31.480	9.970
942	2959.38	696935	887364	835896888	30.692	9.803	992	3116.46	742883	984064	976191488	31.496	9.973
943	2962.52	698416	889249	838561807	30.708	9.806	993	3119.60	774442	986049	979146657	31.512	9.977
944	2965.67	699898	891136	841232384	30.725	9.810	994	3122.75	776003	988036	982107784	31.528	9.980
945	2968.81	701381	893025	843908625	30.741	9.813	995	3125.89	777565	990025	985074875	31.544	9.983
946	2971.95	702867	894916	846590536	30.757	9.817	996	3129.03	779129	992016	988047936	31.559	9.987
947	2975.09	704352	896809	849278123	30.773	9.820	997	3132.17	780693	994009	991026973	31.575	9.990
948	2978.23	705841	898704	851971392	30.790	9.824	998	3135.31	782260	996004	994011992	31.591	9.993
949	2981.37	707332	900601	854670349	30.806	9.827	999	3138.45	783629	998001	997002999	31.607	9.997
950	2984.52	708823	902500	857375000	30.822	9.830	1000	3141.59	785399	1000000	1000000000	31.623	10.000

TABLE N° 5

CONSTRUCTION PAR POINTS D'UNE CIRCONFÉRENCE, D'UN ARC DE CERCLE OU D'UNE ELLIPSE.

La table n° 3, que nous avons dressée au moyen des sinus et cosinus naturels, est destinée à construire par points une demi-circonférence. Il est facile de s'en servir :

On divise le rayon de la circonférence donné en 100 parties égales ; par chacun des points de division on élève une perpendiculaire à la base ainsi formée, et sur chaque perpendiculaire on porte les longueurs représentant le produit du rayon du cercle par les nombres inscrits successivement dans la seconde colonne du tableau n° 3.

Exemple : soit la circonférence de rayon, 10 mètres ; on prend une base égale à 10 mètres que l'on divise en 10 parties égales ; par les points de division on élève les perpendiculaires à la base, et on prend sur ces perpendiculaires des longueurs égales successivement à :

10m,00 9m,95 9m,78 9m,54 9m,16 8m,66 8m,00 7m,14 6m,10 4m,36 0m,00

On réunit les points ainsi obtenus par un trait continu et le quart de la circonférence est tracé. Au lieu de prendre les abscisses de mètre en mètre, notre table permet de les prendre de décimètre en décimètre.

Tracé d'un arc de cercle. — Nous avons vu, page 32, qu'en appelant $2a$ l'ouverture et h la flèche d'un arc de cercle, son rayon était donné par la formule

$$R = \frac{a^2 + h^2}{2h}, \text{ et le demi angle au centre par la formule } \left\{ \operatorname{tang} \frac{\alpha}{2} = \frac{a}{R - h} \right\}.$$

On pourrait donc construire la demi-circonférence à laquelle appartient l'arc de cercle donné ; mais il suffit de s'arrêter dans la table au moment, où dans le calcul des ordonnées successives, on dépasse le nombre $\frac{R-h}{R}$, les ordonnées plus petites sont inutiles. On retranche de toutes celles qu'on a trouvées la quantité $R-h$, et l'on a alors les ordonnées de l'arc de cercle au-dessus de la corde ; les abscisses correspondantes sont toujours exprimées en centième du rayon.

Tracé d'une ellipse. — L'ellipse est la projection d'un cercle ayant pour diamètre le grand axe de l'ellipse. Les abscisses étant comptées sur ce grand axe, les ordonnées de l'ellipse seront égales à celles du cercle réduites dans le rapport du petit axe au grand, c'est-à-dire dans le rapport $\frac{b}{a}$.

Donc pour construire une ellipse au moyen de la table, on divisera le grand axe en 100 parties égales, on élèvera par les points de division des perpendiculaires à la base ; on prendra les nombres de la seconde colonne du tableau n° 3, on les multipliera d'abord par le rapport $\frac{b}{a}$, puis, par la valeur numérique de (a), ce qui revient en somme à les multiplier tout simplement par la valeur numérique de (b) ; les produits, mesurés à l'échelle, seront portés sur les perpendiculaires à la base, et les points ainsi obtenus, réunis par un trait continu, donneront l'ellipse.

Exemple : construire une ellipse ayant un grand axe de 10 mètres et un petit axe de 5 mètres, on divisera le grand axe en 10 parties égales, et sur les ordonnées correspondant aux points de division, on portera des longueurs égales à

5^m,00 4^m,975 4^m,89 4^m,77 4^m,58 4^m,33 4^m,00 3^m,57 3^m,05 2^m,18 0^m,00

TABLE DES ABSCISSES ET ORDONNÉES SUCCESSIVES D'UNE DEMI CIRCONFERENCE

(Le rayon étant pris pour unité, les abscisses croissent de centième en centième de rayon et en face de chacune on trouve l'ordonnée correspondante.)

ABSCISSES croissant de centième en centième du rayon qui est pris pour unité.	ORDONNÉES correspondantes exprimées en fonction du rayon.	ABSCISSES croissant de centième en centième du rayon qui est pris pour unité.	ORDONNÉES correspondantes exprimées en fonction du rayon.
0.00	1.0000	0.51	0.860564
0.01	0.999951	0.52	0.854096
0.02	0.999796	0.53	0.847956
0.03	0.999496	0.54	0.841603
0.04	0.999194	0.55	0.835136
0.05	0.998746	0.56	0.828452
0.06	0.998198	0.57	0.821547
0.07	0.997540	0.58	0.814521
0.08	0.996795	0.59	0.807372
0.09	0.995932	0.60	0.800104
0.10	0.994986	0.61	0.792396
0.11	0.993923	0.62	0.784560
0.12	0.992757	0.63	0.776187
0.13	0.991513	0.64	0.768284
0.14	0.990146	0.65	0.759859
0.15	0.988678	0.66	0.751264
0.16	0.987108	0.67	0.742327
0.17	0.985458	0.68	0.733137
0.18	0.983666	0.69	0.723690
0.19	0.981760	0.70	0.714106
0.20	0.979785	0.71	0.704139
0.21	0.977673	0.72	0.693905
0.22	0.975496	0.73	0.683401
0.23	0.973179	0.74	0.672496
0.24	0.970758	0.75	0.661312
0.25	0.968235	0.76	0.649816
0.26	0.965564	0.77	0.637962
0.27	0.962853	0.78	0.625651
0.28	0.959952	0.79	0.613013
0.29	0.957016	0.80	0.609862
0.30	0.953927	0.81	0.586572
0.31	0.950752	0.82	0.572289
0.32	0.947378	0.83	0.557743
0.33	0.943974	0.84	0.542442
0.34	0.940407	0.85	0.526659
0.35	0.936735	0.86	0.510245
0.36	0.932891	0.87	0.493051
0.37	0.929003	0.88	0.474856
0.38	0.924945	0.89	0.455856
0.39	0.920777	0.90	0.435860
0.40	0.916502	0.91	0.414693
0.41	0.912049	0.92	0.391833
0.42	0.907484	0.93	0.367475
0.43	0.902811	0.94	0.341036
0.44	0.897951	0.95	0.312335
0.45	0.892979	0.96	0.279997
0.46	0.887896	0.97	0.242938
0.47	0.882620	0.98	0.199026
0.48	0.877230	0.99	0.140901
0.49	0.871642	1.00	0.000000
0.50	0.866025	»	»

TABLE N° 4

TABLE DONNANT LA LONGUEUR DES ARCS DE CERCLE, EVALUÉE EN PARTIES DU RAYON LEQUEL EST PRIS POUR UNITÉ.

Cette table qui a été dressée par Cagnoli, est d'un usage facile qu'un exemple suffira à éclaircir.

On demande la longueur de l'arc correspondant à un angle au centre de 25° 30′ 45″.

La table donne pour 25°	0,436 33 23129
La petite table du bas à gauche donne pour 30′	0,008 72 66462
— à droite donne pour 40″	0,000 19 39254
— — et pour 5″	0,000 02 42406
Total de l'arc	0,445 27 71251

Et si le rayon est de 10 mètres, l'arc cherché aura une longueur de $4^m,453$.

Il va sans dire que si l'angle au centre est supérieur à 90°, on commence par en retrancher 90°, et on ajoute à la longueur trouvée $\frac{\pi}{2}$.

TABLE DES ARCS DE CERCLE

ÉVALUÉS EN PARTIES DU RAYON = 1.

GRADUATION DES ARCS.					
1°	0,01745	32925	19943	29577	$=\frac{\pi}{180}$
2	0,03490	65850	39886	59154	$=\frac{\pi}{90}$
3	0,05235	98775	59829	88731	$=\frac{\pi}{60}$
4	0,06981	31700	79773	18308	$=\frac{\pi}{45}$
5	0,08726	64625	99716	47885	$=\frac{\pi}{36}$
6	0,10471	97551	19659	77462	$=\frac{\pi}{30}$
7	0,12217	30476	39603	07038	
8	0,13962	63401	59546	36615	
9	0,15707	96326	79489	66192	$=\frac{\pi}{20}$
10	0,17453	29251	99432	95769	
11	0,19198	62177	19376	25346	
12	0,20943	95102	39319	54923	$=\frac{\pi}{15}$
13	0,22689	28027	59262	84500	
14	0,24434	60952	79206	14077	
15	0,26179	93877	99149	43654	$=\frac{\pi}{12}$
16	0,27925	26803	19092	73231	
17	0,29670	59728	39036	02808	
18	0,31415	92653	58979	32385	$=\frac{\pi}{10}$
19	0,33161	25578	78922	61962	
20	0,34906	58503	98865	91538	$=\frac{\pi}{9}$
21	0,36651	91429	18809	21115	
22	0,38397	24354	38752	50692	
23	0,40142	57279	58695	80269	
24	0,41887	90204	78639	09846	
25	0,43633	23129	98582	39423	
26	0,45378	56055	18525	69000	
27	0,47123	88980	38468	98577	
28	0,48869	21905	58412	28154	
29	0,50614	54830	78355	57731	
30	0,52359	87755	98298	87308	$=\frac{\pi}{6}$
31	0,54105	20681	18242	16885	
32	0,55850	53606	38185	46462	
33	0,57595	86531	58128	76038	
34	0,59341	19456	78072	05615	
35	0,61086	52381	98015	35192	
36	0,62831	85307	17958	64769	$=\frac{2\pi}{10}$
37	0,64577	18232	37901	94346	
38	0,66322	51157	57845	23923	
39	0,68067	84082	77788	53500	
40	0,69813	17007	97731	83077	
41	0,71558	49933	17675	12654	
42	0,73303	82858	37618	42231	
43	0,75049	15783	57561	71808	
44	0,76794	48708	77505	01385	
45	0,78539	81633	97448	30962	$=\frac{\pi}{4}$

GRAD.					
46°	0,80285	14559	17391	60538	
47	0,82030	47484	37334	90115	
48	0,83775	80409	57278	19692	
49	0,85521	13334	77221	49269	
50	0,87266	46259	97164	78846	
51	0,89011	79185	17108	08423	
52	0,90757	12110	37051	38000	
53	0,92502	45035	56994	67577	
54	0,94247	77960	76937	97154	$=\frac{3\pi}{10}$
55	0,95993	10885	96881	26731	
56	0,97738	43811	16824	56308	
57	0,99483	76736	36767	85885	
58	1,01229	09661	56711	15462	
59	1,02974	42586	76654	45038	
60	1,04719	75511	96597	74615	$=\frac{\pi}{3}$
61	1,06465	08437	16541	04192	
62	1,08210	41362	36484	33769	
63	1,09955	74287	56427	63346	$=\frac{1}{2}\left(\frac{7\pi}{10}\right)$
64	1,11701	07212	76370	92923	
65	1,13446	40137	96314	22500	
66	1,15191	73063	16257	52077	
67	1,16937	05988	36200	81654	
68	1,18682	38913	56144	11231	
69	1,20427	71838	76087	40808	
70	1,22173	04763	96030	70385	
71	1,23918	37689	15973	99962	
72	1,25663	70614	35917	29539	$=\frac{4\pi}{10}$
73	1,27409	03539	55860	59115	
74	1,29154	36464	75803	88692	
75	1,30899	69389	95747	18269	
76	1,32645	02315	15690	47846	
77	1,34390	35240	35633	77423	
78	1,36135	68165	55577	07000	
79	1,37881	01090	75520	36577	
80	1,39626	34015	95463	66154	
81	1,41371	66941	15406	95731	$=\frac{1}{2}\left(\frac{9\pi}{10}\right)$
82	1,43116	99866	35350	25308	
83	1,44862	32791	55293	54885	
84	1,46607	65716	75236	84462	
85	1,48352	98641	95180	14039	
86	1,50098	31567	15123	43615	
87	1,51843	64492	35066	73192	
88	1,53588	97417	55010	02769	
89	1,55334	30342	74953	32346	
90	1,57079	63267	94896	61923	$=\frac{5\pi}{10}$

1′	0,00029	08882	08665	72160
2	0,00058	17764	17331	44319
3	0,00087	26646	25997	16479
4	0,00116	35528	34662	88638
5	0,00145	44410	43328	60798
6	0,00174	53292	51994	32958
7	0,00203	62174	60660	05117
8	0,00232	71056	69325	77277
9	0,00261	79938	77991	49437
10	0,00290	88820	86657	21596
20	0,00581	77641	73314	43192
30	0,00872	66462	59971	64788
40	0,01163	55283	46628	86385
50	0,01454	44104	33286	07981

L'arc dont la longueur égale le rayon a pour graduation mixte : 57°.295779, etc.

1″	0,00000	48481	36811	09536
2	0,00000	96962	73622	19072
3	0,00001	45444	10433	28608
4	0,00001	93925	47244	38144
5	0,00002	42406	84055	47680
6	0,00002	90888	20866	57216
7	0,00003	39369	57677	66752
8	0,00003	87850	94488	76288
9	0,00004	36332	31299	85824
10	0,00004	84813	68110	95360
20	0,00009	69627	36221	90720
30	0,00014	54441	04332	86080
40	0,00019	39254	72443	81440
50	0,00024	24068	40554	76800

1‴ = 0,00000 00808 02280 18492

TABLE N° 5

TABLE DE LA SURFACE DES SEGMENTS DE CERCLE EN PARTIES DE LA SURFACE TOTALE DU CERCLE ET DE LEURS FLÈCHES EN PARTIES DU DIAMÈTRE.

Cette table est formée de cinq colonnes. Dans la première, on trouve l'angle au centre auquel correspondent les extrémités de l'arc du segment. Dans la seconde, on trouve la surface du segment rapportée à la surface du cercle; dans la troisième colonne sont les différences entre les surfaces de deux segments consécutifs dont l'angle au centre varie d'un degré; ces différences permettent de calculer les surfaces des segments intermédiaires.

Dans la quatrième colonne, on trouve les flèches en fonction du diamètre du cercle auquel le segment appartient; et dans la cinquième colonne, sont inscrites les différences servant aux interpolations.

Exemple : Calculer la surface et la flèche d'un segment dont l'angle au centre est de 30° 20′ dans un cercle de 10 mètres de diamètre?

Pour 30°, on trouve que la surface du segment est représentée par le nombre 0,00376, et la différence avec le segment de 32° est de 79, c'est-à-dire de 0,00079; admettant que les différences des angles au centre sont proportionnelles aux différences des surfaces, lorsque les variations sont faibles, nous trouverons que pour 20′ il faudra ajouter à la valeur trouvée pour 30° la sixième partie de 79, soit 13, et la surface cherchée sera exprimée par 0,00389,

Celle du cercle étant de.	78$^{m.q.}$,54
Celle du segment sera de.	78$^{m.q.}$,54 × 0,00389 = 0$^{m.q.}$,3055
De même on trouvera pour la flèche. .	0^{m},1742.

Inversement, étant donnée la flèche d'un segment, on prendra son rapport au diamètre, et la table permettra de calculer l'angle au centre et la surface dudit segment.

TABLE DE LA SURFACE DES SEGMENTS

EN PARTIES DE LA SURFACE TOTALE DU CERCLE,

ET DE LEURS FLÈCHES EN PARTIES DU DIAMÈTRE.

GRADUATION des SEGMENTS.	SEGMENTS en partie du cercle.	DIFFÉRENCES	FLÈCHES, ½ SINUS VERSE de la moitié.	DIFFÉRENCES	GRADUATION des SEGMENTS.	SEGMENTS en partie du cercle.	DIFFÉRENCES	FLÈCHES, ½ SINUS VERSE de la moitié.	DIFFÉRENCES
4°	0,00001	2	0,00030	38	92°	0,09650	584	0,15267	633
6	0,00003	4	0,00068	54	94	0,10234	604	0,15900	643
8	0,00007	7	0,00122	68	96	0,10838	624	0,16543	654
10	0,00014	10	0,00190	84	98	0,11462	642	0,17197	664
12	0,00024	14	0,00274	99	100	0,12104	661	0,17861	673
14	0,00038	19	0,00373	113	102	0,12765	681	0,18534	683
16	0,00057	24	0,00486	129	104	0,13446	699	0,19217	692
18	0,00081	31	0,00615	144	106	0,14145	718	0,19909	702
20	0,00112	37	0,00759	159	108	0,14863	736	0,20611	710
22	0,00149	44	0,00918	174	110	0,15599	755	0,21321	719
24	0,00193	52	0,01092	189	112	0,16354	773	0,22040	728
26	0,00245	61	0,01281	204	114	0,17127	790	0,22768	736
28	0,00306	70	0,01485	218	116	0,17917	808	0,23504	744
30	0,00376	79	0,01703	234	118	0,18725	825	0,24248	752
32	0,00455	89	0,01937	248	120	0,19550	841	0,25000	759
34	0,00544	101	0,02185	262	122	0,20391	859	0,25759	767
36	0,00645	112	0,02447	277	124	0,21250	874	0,26526	774
38	0,00757	124	0,02724	291	126	0,22124	890	0,27300	781
40	0,00881	136	0,03015	306	128	0,23014	905	0,28081	788
42	0,01017	149	0,03321	320	130	0,23919	920	0,28869	794
44	0,01166	163	0,03641	334	132	0,24839	934	0,29663	800
46	0,01329	176	0,03975	347	134	0,25773	949	0,30463	807
48	0,01505	191	0,04322	362	136	0,26722	962	0,31270	812
50	0,01696	207	0,04684	376	138	0,27684	975	0,32082	817
52	0,01903	221	0,05060	389	140	0,28659	987	0,32899	822
54	0,02124	237	0,05449	403	142	0,29646	999	0,33721	828
56	0,02361	253	0,05852	417	144	0,30645	1011	0,34549	832
58	0,02614	269	0,06269	429	146	0,31656	1021	0,35381	837
60	0,02883	286	0,06698	443	148	0,32677	1032	0,36218	841
62	0,03169	304	0,07141	456	150	0,33709	1041	0,37059	845
64	0,03473	321	0,07597	469	152	0,34750	1051	0,37904	848
66	0,03794	338	0,08066	482	154	0,35801	1059	0,38752	852
68	0,04132	356	0,08548	494	156	0,36860	1067	0,39604	855
70	0,04488	375	0,09042	507	158	0,37927	1074	0,40459	858
72	0,04863	393	0,09549	529	160	0,39001	1081	0,41317	861
74	0,05256	412	0,10068	531	162	0,40082	1087	0,42178	863
76	0,05668	431	0,10599	544	164	0,41169	1092	0,43041	865
78	0,06099	449	0,11143	555	166	0,42261	1196	0,43906	867
80	0,06548	469	0,11698	567	168	0,43357	1101	0,44773	869
82	0,07017	488	0,12265	578	170	0,44458	1105	0,45642	870
84	0,07505	507	0,12843	589	172	0,45563	1107	0,46512	871
86	0,08012	527	0,13432	601	174	0,46670	1109	0,47383	872
88	0,08539	546	0,14033	612	176	0,47779	1110	0,48255	872
90	0,09085	565	0,14645	622	178	0,48889	1111	0,49127	873
92	0,09650		0,15267		180	0,50000		0,50000	

TABLE N° 6

TABLE DES SEGMENTS CIRCULAIRES DONNÉS PAR LE RAPPORT DE LA FLÈCHE A LA CORDE.

L'exemple suivant va permettre de comprendre immédiatement l'usage de cette table, dans laquelle tout est rapporté à la flèche du segment, laquelle flèche est prise pour unité et représentée par 100.

On a un segment de 30 mètres d'ouverture et de 8 mètres de flèche, et on demande la longueur de l'arc du segment et sa surface.

Le rapport de la corde à la flèche est $\frac{30}{8}$ ou 3,75; si donc la flèche est représentée par 100, la corde le sera par 375.

Dans la table nous ne trouvons que les nombres 370 et 380; nous interpolons par la méthode des variations proportionnelles, et nous obtenons :

Pour la longueur de l'arc, 442,5.

Et pour la surface du segment 26686.

La longueur de l'arc est rapportée à la flèche, prise égale à 100; si donc on prend la flèche pour l'unité, cet arc sera mesuré par 4,425; mais, comme la flèche a 8 mètres de longueur, l'arc aura $35^{m},40$.

La surface du segment est rapportée au carré construit sur la flèche supposée égale à 100; si cette flèche était prise pour unité, la surface ne serait mesurée que par 2,6686; mais, en réalité, la flèche a 8 mètres de long et son carré 64 mètres de superficie, donc la surface du segment est de $170^{mq},979$.

TABLE DES SEGMENTS CIRCULAIRES

DONNÉS PAR LE RAPPORT DE LA FLÈCHE A LA CORDE.

Dans toute cette Table, la flèche est constante et égale à 100, de façon que le segment qui a 201 pour corde est celui qui se trouve le plus voisin de la demi-circonférence.

CORDES.	LONGUEUR DE L'ARC.	SURFACE DU SEGMENT.	CORDES.	LONGUEUR DE L'ARC.	SURFACE DU SEGMENT.	CORDES.	LONGUEUR DE L'ARC.	SURFACE DU SEGMENT.
201	314,6	15764	480	533,7	33085	840	871,4	56630
202	315,2	15821	490	542,7	33730	850	881,0	57289
203	315,8	15879	500	551,7	34377	860	890,3	57947
204	316,4	15936	510	560,8	35024	870	900,3	58606
205	317,0	15993	520	569,8	35672	880	910,0	59266
206	317,6	16051	530	578,9	36320	890	919,6	59927
207	318,2	16108	540	588,1	36969	900	929,3	60587
208	318,7	16166	550	597,3	37618	910	939,0	61248
209	319,3	16224	560	606,5	38269	920	948,7	61909
210	319,9	16282	570	615,7	38919	930	958,4	62570
220	326,1	16863	580	624,9	39571	940	968,1	63230
230	332,4	17449	590	634,2	40222	950	977,8	63890
240	339,0	18041	600	643,5	40874	960	987,5	64551
250	345,8	18637	610	652,8	41527	970	997,2	65212
260	352,7	19238	620	662,1	42182	980	1006,9	65873
270	359,9	19843	630	671,5	42835	990	1016,7	66533
280	367,2	20452	640	680,9	43489	1000	1026,4	67194
290	374,6	21064	650	690,3	44142	1010	1036,2	67854
300	382,2	21679	660	699,7	44797	1020	1045,9	68515
310	389,9	22297	670	709,1	45452	1030	1055,7	69176
320	397,7	22917	680	718,5	46107	1040	1065,4	69837
330	405,6	23540	690	728,0	46763	1050	1075,2	70498
340	413,7	24165	700	737,5	47420	1060	1084,9	71160
350	421,8	24793	710	747,0	48076	1070	1094,7	71822
360	430,0	25422	720	756,5	48732	1080	1104,5	72484
370	438,3	26053	730	766,0	49389	1090	1114,3	73146
380	446,7	26686	740	775,5	50047	1100	1124,0	73809
390	455,1	27320	750	785,0	50705	1110	1133,8	74471
400	463,6	27956	760	794,6	51363	1120	1143,6	75133
410	472,2	28593	770	804,2	52020	1130	1153,4	75795
420	480,8	29231	780	813,7	52678	1140	1163,2	76457
430	489,5	29871	790	823,3	53336	1150	1173,0	77119
440	498,3	30512	800	832,9	53994	1160	1182,8	77781
450	507,1	31154	810	842,5	54653	1170	1192,6	78454
460	515,9	31796	820	852,1	55312	1180	1202,4	79117
470	524,8	32440	830	861,7	55971	1190	1212,2	79770
480	533,7	33085	840	871,4	56630	1200	1222,0	80433

TABLE N° 7

TABLE DES SINUS ET COSINUS NATURELS DE CENTIÈME EN CENTIÈME DU DEGRÉ SEXAGÉSIMAL.

L'usage de cette table se comprend à première vue et sera suffisamment indiqué par l'exemple suivant :

Déterminer le sinus de l'angle 25° 18′ 35″.

La quantité 18′35″ est égale à 18,58 minutes ou à 0,309 ou en nombre rond à 0,31 de degré.

La table donne immédiatement pour l'angle 25°,31 un sinus égal à 0,427516.

TABLE DES SINUS NATURELS DE CENTIÈME EN CENTIÈME DU DEGRÉ SEXAGÉSIMAL.

SINUS.	,00	,01	,02	,03	,04	,05	,06	,07	,08	,09	
0°,0	,00 0000	175	349	524	698	873	1047	1222	1396	1571	89°,9
,1	1745	1920	2094	2269	2443	2618	2793	2967	3142	3316	,8
,2	3491	3665	3840	4014	4189	4363	4538	4712	4887	5061	,7
,3	5236	5410	5585	5760	5934	6109	6283	6458	6632	6807	,6
,4	6981	7156	7330	7505	7679	7854	8028	8203	8377	8552	,5
,5	8727	8901	9076	9250	9425	9599	9774	9948	.0123	.0297	,4
,6	,01 0472	0646	0821	0995	1170	1344	1519	1693	1868	2042	,3
,7	2217	2392	2566	2741	2915	3090	3264	3439	3613	3788	,2
,8	3962	4137	4311	4486	4660	4835	5009	5184	5358	5533	,1
,9	5707	5882	6056	6231	6405	6580	6754	6929	7103	7278	89,0
1,0	7452	7627	7801	7976	8150	8325	8499	8674	8848	9023	,9
,1	9197	9372	9546	9721	9895	.0070	.0244	.0419	.0593	.0768	,8
,2	,02 0942	1117	1291	1466	1640	1815	1989	2164	2338	2513	,7
,3	2687	2862	3036	3211	3385	3560	3734	3909	4083	4258	,6
,4	4432	4607	4781	4956	5130	5305	5479	5654	5828	6002	,5
,5	6177	6351	6526	6700	6875	7049	7224	7398	7573	7747	,4
,6	7922	8096	8271	8445	8619	8794	8968	9143	9317	9492	,3
,7	9666	9841	.0015	.0190	.0364	.0539	.0713	.0887	.1062	.1236	,2
,8	,03 1411	1585	1760	1934	2109	2283	2457	2632	2806	2981	,1
,9	3155	3330	3504	3678	3853	4027	4202	4376	4551	4725	88,0
2,0	4899	5074	5248	5423	5597	5772	5946	6120	6295	6469	,9
,1	6644	6818	6993	7167	7341	7516	7690	7865	8039	8213	,8
,2	8388	8562	8737	8911	9085	9260	9434	9609	9783	9957	,7
,3	,04 0132	0306	0481	0655	0829	1004	1178	1353	1527	1701	,6
,4	1876	2050	2224	2399	2573	2748	2922	3096	3271	3445	,5
,5	3619	3794	3968	4142	4317	4491	4666	4840	5014	5189	,4
,6	5363	5537	5712	5886	6060	6235	6409	6583	6758	6932	,3
,7	7106	7281	7455	7629	7804	7978	8152	8327	8501	8675	,2
,8	8850	9024	9198	9373	9547	9721	9896	.0070	.0244	.0419	,1
,9	,05 0593	0767	0942	1116	1290	1464	1639	1813	1987	2162	87,0
3,0	2336	2510	2685	2859	3033	3207	3382	3556	3730	3905	,9
,1	4079	4253	4427	4602	4776	4950	5124	5299	5473	5647	,8
,2	5822	5996	6170	6344	6519	6693	6867	7041	7216	7390	,7
,3	7564	7738	7913	8087	8261	8435	8609	8784	8958	9132	,6
,4	9306	9481	9655	9829	.0003	.0177	.0352	.0526	.0700	.0874	,5
,5	,06 1049	1223	1397	1571	1745	1920	2094	2268	2442	2616	,4
,6	2791	2965	3139	3313	3487	3661	3836	4010	4184	4358	,3
,7	4532	4706	4881	5055	5229	5403	5577	5751	5926	6100	,2
,8	6274	6448	6622	6796	6970	7145	7319	7493	7667	7841	,1
,9	8015	8189	8364	8538	8712	8886	9060	9234	9408	9582	86,0
4,0	9756	9931	.0105	.0279	.0453	.0627	.0801	.0975	.1149	.1323	,9
,1	,07 1497	1672	1846	2020	2194	2368	2542	2716	2890	3064	,8
,2	3238	3412	3586	3760	3934	4108	4283	4457	4631	4805	,7
,3	4979	5153	5327	5501	5675	5849	6023	6197	6371	6545	,6
,4	6719	6893	7067	7241	7415	7589	7763	7937	8111	8285	,5
,5	8459	8633	.8807	8981	9155	9329	9503	9677	9851	0025	,4
,6	,08 0199	0373	0547	0721	0895	1069	1243	1417	1591	1765	,3
,7	1939	2112	2286	2460	2634	2808	2982	3156	3330	3504	,2
,8	3678	3852	4026	4200	4374	4547	4721	4895	5069	5243	,1
,9	5417	5591	5765	5939	6112	6286	6460	6634	6808	6982	85,0
5,0	7156	7330	7503	7677	7851	8025	8199	8373	8547	8720	,9
,1	8894	9068	9242	9416	9590	9763	9937	.0111	.0285	.0459	,8
,2	,09 0633	0806	0980	1154	1328	1502	1675	1849	2023	2197	,7
,3	2371	2544	2718	2892	3066	3239	3413	3587	3761	3935	,6
,4	4108	4282	4456	4630	4803	4977	5151	5325	5498	5672	,5
,5	5846	6019	6193	6367	6541	6714	6888	7062	7235	7409	,4
,6	7583	7757	7930	8104	8278	8451	8625	8799	8972	9146	,3
,7	9320	9493	9667	9841	.0014	.0188	.0362	.0535	.0709	.0883	,2
,8	,10 1056	1230	1404	1577	1751	1924	2098	2272	2445	2619	,1
,9	2793	2966	3140	3313	3487	3661	3834	4008	4181	4355	84,0
	,10	,09	,08	,07	,06	,05	,04	,03	,02	,01	COSINUS.

TABLE DES SINUS NATURELS DE CENTIÈME EN CENTIÈME DU DEGRÉ SEXAGÉSIMAL.

SINUS.	,00	,01	,02	,03	,04	,05	,06	,07	,08	,09	
6°,0	,10 4528	4702	4876	5049	5223	5396	5570	5743	5917	6091	83°,9
,1	6264	6438	6611	6785	6958	7132	7305	7479	7652	7826	,8
,2	7999	8173	8346	8520	8693	8867	9040	9214	9387	9561	,7
,3	9734	9908	.0081	.0255	.0428	.0602	.0775	.0949	.1122	.1295	,6
,4	,11 1469	1642	1816	1989	2163	2336	2510	2683	2856	3030	,5
,5	3203	3377	3550	3723	3897	4070	4244	4417	4590	4764	,4
,6	4937	5111	5284	5457	5631	5804	5977	6151	6324	6497	,2
,7	6671	6844	7017	7191	7364	7537	7711	7884	8057	8231	,3
,8	8404	8577	8751	8924	9097	9270	9444	9617	9790	9964	,1
,9	,12 0137	0310	0483	0657	0830	1003	1176	1350	1523	1696	83,0
7,0	1869	2043	2216	2389	2562	2735	2909	3082	3255	3428	,9
,1	3601	3775	3948	4121	4294	4467	4641	4814	4987	5160	,8
,2	5333	5506	5680	5853	6026	6199	6372	6545	6718	6891	,7
,3	7065	7238	7411	7584	7757	7930	8103	8276	8449	8623	,6
,4	8796	8969	9142	9315	9488	9661	9834	.0007	.0180	.0353	,5
,5	,13 0526	0699	0872	1045	1218	1391	1564	1737	1910	2083	,4
,6	2256	2429	2602	2775	2948	3121	3294	3467	3640	3813	,3
,7	3986	4159	4332	4505	4678	4851	5024	5197	5370	5543	,2
,8	5716	5888	6061	6234	6407	6580	6753	6926	7099	7272	,1
,9	7445	7617	7790	7963	8136	8309	8482	8655	8827	9000	82,0
8,0	9173	9346	9519	9692	9864	.0037	.0210	.0383	.0556	.0728	,9
,1	,14 0901	1074	1247	1420	1592	1765	1938	2111	2283	2456	,8
,2	2629	2802	2974	3147	3320	3493	3665	3838	4011	4183	,7
,3	4356	4529	4702	4874	5047	5220	5392	5565	5738	5910	,6
,4	6083	6256	6428	6601	6774	6946	7119	7292	7464	7637	,5
,5	7809	7982	8155	8327	8500	8672	8845	9018	9190	9363	,4
,6	9535	9708	9880	.0053	.0226	.0398	.0571	.0743	.0916	.1088	,3
,7	,15 1261	1433	1606	1778	1951	2123	2296	2468	2641	2813	,2
,8	2986	3158	3331	3503	3676	3848	4021	4193	4366	4538	,1
,9	4710	4883	5055	5228	5400	5572	5745	5917	6090	6262	81,0
9,0	6434	6607	6779	6952	7124	7296	7469	7641	7813	7986	,9
,1	8158	8330	8503	8675	8847	9020	9192	9364	9537	9709	,8
,2	9881	.0053	.0226	.0398	.0570	.0743	.0915	.1087	.1259	.1432	,7
,3	,16 1604	1776	1948	2121	2293	2465	2637	2809	2982	3154	,6
,4	3326	3498	3670	3843	4015	4187	4359	4531	4703	4875	,5
,5	5048	5220	5392	5564	5736	5908	6080	6252	6425	6597	,4
,6	6769	6941	7113	7285	7457	7629	7801	7973	8145	8317	,3
,7	8489	8661	8833	9005	9177	9350	9522	9694	9866	.0038	,2
,8	,17 0209	0381	0553	0725	0897	1069	1241	1413	1585	1757	,1
,9	1929	2101	2273	2445	2617	2789	2961	3133	3304	3476	80,0
10,0	3648	3820	3992	4164	4336	4508	4679	4851	5023	5195	,9
,1	5367	5539	5710	5882	6054	6226	6398	6569	6741	6913	,8
,2	7085	7257	7428	7600	7772	7944	8115	8287	8459	8630	,7
,3	8802	8974	9146	9317	9489	9661	9832	.0004	.0176	.0347	,6
,4	,18 0519	0691	0862	1034	1206	1377	1549	1721	1892	2064	,5
,5	2236	2407	2579	2750	2922	3094	3265	3437	3608	3780	,4
,6	3951	4123	4294	4466	4638	4809	4981	5152	5324	5495	,3
,7	5667	5838	6010	6181	6353	6524	6696	6867	7038	7210	,2
,8	7381	7553	7724	7896	8067	8238	8410	8581	8753	8924	,1
,9	9095	9267	9438	9610	9781	9952	.0124	.0295	.0466	.0638	79,0
11,0	,19 0809	0980	1152	1323	1494	1666	1837	2008	2179	2351	,9
,1	2522	2693	2864	3036	3207	3378	3549	3721	3892	4063	,8
,2	4234	4406	4577	4748	4919	5090	5261	5433	5604	5775	,7
,3	5946	6117	6288	6460	6631	6802	6973	7144	7315	7486	,6
,4	7657	7828	8000	8171	8342	8513	8684	8855	9026	9197	,5
,5	9368	9539	9710	9881	.0052	.0223	.0394	.0565	.0736	.0907	,4
,6	,20 1078	1249	1420	1591	1762	1933	2104	2275	2445	2616	,3
,7	2787	2958	3129	3300	3471	3642	3813	3983	4154	4325	,2
,8	4496	4667	4838	5009	5179	5350	5521	5692	5863	6033	,1
,9	6204	6375	6546	6717	6887	7058	7229	7400	7570	7741	78,0
	,10	,09	,08	,07	,06	,05	,04	,03	,02	,01	COSINUS.

TABLE DES SINUS NATURELS DE CENTIÈME EN CENTIÈME DU DÉGRÉ SEXAGÉSIMAL.

SINUS.	,00	,01	,02	,03	,04	,05	,06	,07	,08	,09	
12°,0	,20 7912	8082	8253	8424	8595	8765	8936	9107	9277	9448	77°,9
,1	9619	9789	9960	.0131	.0301	.0472	.0642	.0813	.0984	.1154	,8
,2	,21 1325	1495	1666	1837	2007	2178	2348	2519	2689	2860	,7
,3	3030	3201	3371	3542	3712	3883	4053	4224	4394	4565	,6
,4	4735	4906	5076	5247	5417	5588	5758	5928	6099	6269	,5
,5	6440	6610	6780	6951	7121	7292	7462	7632	7803	7973	,4
,6	8143	8314	8484	8654	8825	8995	9165	9335	9506	9676	,3
,7	9846	.0016	.0187	.0357	.0527	.0697	.0868	.1038	.1208	.1378	,2
,8	,22 1548	1719	1889	2059	2229	2399	2570	2740	2910	3080	,1
,9	3250	3420	3590	3760	3931	4101	4271	4441	4611	4781	77,0
13,0	4951	5121	5291	5461	5631	5801	5971	6141	6311	6481	,9
,1	6651	6821	6991	7161	7331	7501	7671	7841	8011	8181	,8
,2	8351	8521	8691	8861	9031	9200	9370	9540	9710	9880	,7
,3	,23 0050	0220	0389	0559	0729	0899	1069	1239	1408	1578	,6
,4	1748	1918	2087	2257	2427	2597	2766	2936	3106	3276	,5
,5	3445	3615	3785	3954	4124	4294	4463	4633	4803	4972	,4
,6	5142	5312	5481	5651	5821	5990	6160	6329	6499	6669	,3
,7	6838	7008	7177	7347	7516	7686	7855	8025	8194	8364	,2
,8	8533	8703	8872	9042	9211	9381	9550	9720	9889	.0059	,1
,9	,24 0228	0397	0567	0736	0906	1075	1244	1414	1583	1753	76,0
14,0	1922	2091	2261	2430	2599	2769	2938	3107	3276	3446	,9
,1	3615	3784	3954	4123	4292	4461	4631	4800	4969	5138	,8
,2	5307	5477	5646	5815	5984	6153	6322	6492	6661	6830	,7
,3	6999	7168	7337	7506	7675	7845	8014	8183	8352	8521	,6
,4	8690	8859	9028	9197	9366	9535	9704	9873	.0042	.0211	,5
,5	,25 0380	0549	0718	0887	1056	1225	1394	1563	1732	1900	,4
,6	2069	2238	2407	2576	2745	2914	3083	3251	3420	3589	,3
,7	3758	3927	4096	4264	4433	4602	4771	4939	5108	5277	,2
,8	5446	5614	5783	5952	6121	6289	6458	6627	6795	6964	,1
,9	7133	7301	7470	7639	7807	7976	8145	8313	8482	8650	75,0
15,0	8819	8988	9156	9325	9493	9662	9830	9999	.0167	.0336	,9
,1	,26 0505	0673	0842	1010	1178	1347	1515	1684	1852	2021	,8
,2	2189	2358	2526	2694	2863	3031	3200	3368	3536	3705	,7
,3	3873	4041	4210	4378	4546	4715	4883	5051	5220	5388	,6
,4	5556	5724	5893	6061	6229	6397	6566	6734	6902	7070	,5
,5	7238	7407	7575	7743	7911	8079	8247	8415	8584	8752	,4
,6	8920	9088	9256	9424	9592	9760	9928	.0096	.0264	.0432	,3
,7	,27 0600	0768	0936	1104	1272	1440	1608	1776	1944	2112	,2
,8	2280	2448	2616	2784	2952	3120	3288	3456	3623	3791	,1
,9	3959	4127	4295	4463	4631	4798	4966	5134	5302	5470	74,0
16,0	5637	5805	5973	6141	6308	6476	6644	6812	6979	7147	,9
,1	7315	7482	7650	7818	7985	8153	8321	8488	8656	8823	,8
,2	8991	9159	9326	9494	9661	9829	9997	.0164	.0332	.0499	,7
,3	,28 0667	0834	1002	1169	1337	1504	1672	1839	2007	2174	,6
,4	2341	2509	2676	2844	3011	3179	3346	3513	3681	3848	,5
,5	4015	4183	4350	4517	4685	4852	5019	5187	5354	5521	,4
,6	5688	5856	6023	6190	6357	6525	6692	6859	7026	7193	,3
,7	7361	7528	7695	7862	8029	8196	8363	8531	8698	8865	,2
,8	9032	9199	9366	9533	9700	9867	.0034	.0201	.0368	.0535	,1
,9	,29 0702	0869	1036	1203	1370	1537	1704	1871	2038	2205	73,0
17,0	2372	2539	2706	2872	3039	3206	3373	3540	3707	3874	,9
,1	4040	4207	4374	4541	4708	4874	5041	5208	5375	5541	,8
,2	5708	5875	6041	6208	6375	6542	6708	6875	7042	7208	,7
,3	7375	7542	7708	7875	8041	8208	8375	8541	8708	8874	,6
,4	9041	9207	9374	9540	9707	9873	.0040	.0206	.0373	.0539	,5
,5	,30 0706	0872	1039	1205	1372	1538	1704	1871	2037	2204	,4
,6	2370	2536	2703	2869	3035	3202	3368	3534	3701	3867	,3
,7	4033	4199	4366	4532	4698	4864	5031	5197	5363	5329	,2
,8	5695	5861	6028	6194	6360	6526	6692	6858	7024	7191	,1
,9	7357	7523	7689	7855	8021	8187	8353	8519	8685	8851	72,0
	,10	,09	,08	,07	,06	,05	,04	,03	,02	,01	COSINUS.

TABLE DES SINUS NATURELS DE CENTIÈME EN CENTIÈME DU DEGRÉ SEXAGÉSIMAL.

SINUS.	,00	,01	,02	,03	,04	,05	,06	,07	,08	,09	
18°,0	,30 9017	9183	9349	9515	9681	9847	.0013	.0179	.0345	.0511	71°,9
,1	,31 0676	0842	1008	1174	1340	1506	1672	1837	2003	2169	,8
,2	2335	2501	2667	2832	2998	3164	3330	3495	3661	3827	,7
,3	3992	4158	4324	4490	4655	4821	4987	5152	5318	5483	,6
,4	5649	5815	5980	6146	6311	6477	6643	6808	6974	7139	,5
,5	7305	7470	7636	7801	7967	8132	8298	8463	8628	8794	,4
,6	8959	9125	9290	9456	9621	9786	9952	.0117	.0282	.0448	,3
,7	,32 0613	0778	0944	1109	1274	1439	1605	1770	1935	2100	,2
,8	2266	2431	2596	2761	2927	3092	3257	3422	3587	3752	,1
,9	3917	4083	4248	4413	4578	4743	4908	5073	5238	·5403	71,0
19,0	5568	5733	5898	6063	6228	6393	6558	6723	6888	7053	,9
,1	7218	7383	7548	7713	7878	8042	8207	8372	8537	8702	,8
,2	8867	9031	9196	9361	9526	9691	9855	.0020	.0185	.0350	,7
,3	,33 0514	0679	0844	1009	1173	1338	1503	1667	1832	1997	,6
,4	2161	2326	2490	2655	2820	2984	3149	3313	3478	3642	,5
,5	3807	3971	4136	4300	4465	4629	4794	4958	5123	5287	,4
,6	5452	5616	5780	5945	6109	6274	6438	6602	6767	6931	,3
,7	7095	7260	7424	7588	7752	7917	8081	8245	8409	8574	,2
,8	8738	8902	9066	9231	9395	9559	9723	9887	.0051	.0215	,1
,9	,34 0380	0544	0708	0872	1036	1200	1364	1528	1692	1856	70,0
20,0	2020	2184	2348	2512	2676	2840	3004	3168	3332	3496	,9
,1	3660	3824	3987	4151	4315	4479	4643	4807	4971	5134	,8
,2	5298	5462	5626	5790	5953	6117	6281	6445	6608	6772	,7
,3	6936	7099	7263	7427	7590	7754	7918	8081	8245	8408	,6
,4	8572	8736	8899	9063	9226	9390	9553	9717	9880	.0044	,5
,5	,35 0207	0371	0534	0698	0861	1025	1188	1351	1515	1678	,4
,6	1842	2005	2168	2332	2495	2658	2822	2985	3148	3312	,3
,7	3475	3638	3801	3965	4128	4291	4454	4617	4781	4944	,2
,8	5107	5270	5433	5596	5760	5923	6086	6249	6412	6575	,1
,9	6738	6901	7064	7227	7390	7553	7716	7879	8042	8205	69,0
21,0	8368	8531	8694	8857	9020	9183	9345	9508	9671	9834	,9
,1	9997	.0160	.0322	.0485	.0648	.0811	.0974	.1136	.1299	.1462	,8
,2	,36 1625	1787	1950	2113	2275	2438	2601	2763	2926	3089	,7
,3	3251	3414	3576	3739	3902	4064	4227	4389	4552	4714	,6
,4	4877	5039	5202	5364	5527	5689	5852	6014	6176	6339	,5
,5	6501	6664	6826	6988	7151	7313	7475	7638	7800	7962	,4
,6	8125	8287	8449	8611	8774	8936	9098	9260	9422	9585	,3
,7	9747	9909	.0071	.0233	.0395	.0557	.0720	.0882	.1044	.1206	,2
,8	,37 1368	1530	1692	1854	2016	2178	2340	2502	2664	2826	,1
,9	2988	3150	3312	3474	3635	3797	3959	4121	4283	4445	68,0
22,0	4607	4768	4930	5092	5254	5416	5577	5739	5901	6063	,9
,1	6224	6386	6548	6709	6871	7033	7194	7356	7518	7679	,8
,2	7841	8002	8164	8326	8487	8649	8810	8972	9133	9295	,7
,3	9456	9618	9779	9941	.0102	.0263	.0425	.0586	.0748	.0909	,6
,4	,38 1070	1232	1393	1554	1716	1877	2038	2200	2361	2522	,5
,5	2683	2845	3006	3167	3328	3490	3651	3812	3973	4134	,4
,6	4295	4456	4618	4779	4940	5101	5262	5423	5584	5745	,3
,7	5906	6067	6228	6389	6550	6711	6872	7033	7194	7355	,2
,8	7516	7676	7837	7998	8159	8320	8481	8642	8802	8963	,1
,9	9124	9285	9445	9606	9767	9928	.0088	.0249	.0410	.0570	67,0
23,0	,39 0731	0892	1052	1213	1374	1534	1695	1855	2016	2177	,9
,1	2337	2498	2658	2819	2979	3140	3300	3461	3621	3781	,8
,2	3942	4102	4263	4423	4583	4744	4904	5065	5225	5385	,7
,3	5546	5706	5866	6026	6187	6347	6507	6667	6828	6988	,6
,4	7148	7308	7468	7628	7789	7949	8109	8269	8429	8589	,5
,5	8749	8909	9069	9229	9389	9549	9709	9869	.0029	.0189	,4
,6	,40 0349	0509	0669	0829	0989	1149	1308	1468	1628	1788	,3
,7	1948	2108	2267	2427	2587	2747	2906	3066	3226	3386	,2
,8	3545	3705	3865	4024	4184	4344	4503	4663	4822	4982	,1
,9	5142	5301	5461	5620	5780	5939	6099	6258	6418	6577	66,0
	,10	,09	,08	.07	,06	,05	,04	,03	,02	,01	COSINUS.

TABLE DES SINUS NATURELS DE CENTIÈME EN CENTIÈME DU DEGRÉ SEXAGÉSIMAL.

SINUS.		,00	,01	,02	,03	,04	,05	,06	,07	,08	,09	
24°,0	,40	6737	6896	7056	7215	7374	7534	7693	7852	8012	8171	65°,9
,1		8330	8490	8649	8808	8968	9127	9286	9445	9605	9764	,8
,2		9923	.0082	.0241	.0401	.0560	.0719	.0878	.1037	.1196	.1355	,7
,3	,41	1514	1673	1832	1992	2151	2310	2469	2628	2787	2945	,6
,4		3104	3263	3422	3581	3740	3899	4058	4217	4376	4534	,5
,5		4693	4852	5011	5170	5328	5487	5646	5805	5963	6122	,4
,6		6281	6439	6598	6757	6915	7074	7233	7391	7550	7709	,3
,7		7867	8026	8184	8343	8501	8660	8818	8977	9135	9294	,2
,8		9452	9611	9769	9927	.0086	.0244	.0402	.0561	.0719	.0877	,1
,9	,42	1036	1194	1352	1511	1669	1827	1985	2144	2302	2460	65,0
25,0		2618	2776	2935	3093	3251	3409	3567	3725	3883	4041	,9
,1		4199	4357	4516	4674	4832	4990	5147	5305	5463	5621	,8
,2		5779	5937	6095	6253	6411	6569	6727	6884	7042	7200	,7
,3		7358	7516	7673	7831	7989	8147	8304	8462	8620	8777	,6
,4		8935	9093	9250	9408	9566	9723	9881	.0038	.0196	.0354	,5
,5	,43	0511	0669	0826	098[illegible]	1141	1299	1456	1613	1771	1928	,4
,6		2086	2243	2401	25[illegible]2	2715	2873	3030	3187	3345	3502	,3
,7		3659	3816	3974	413[illegible]	4288	4445	4602	4760	4917	5074	,2
,8		5231	5388	5545	5702	5860	6017	6174	6331	6488	6645	,1
,9		6802	6959	7116	7273	7430	7587	7744	7900	8057	8214	64,0
26,0		8371	8528	8685	8842	8999	9155	9312	9469	9626	9782	,9
,1		9939	.0096	.0253	.0409	.0566	.0723	.0879	.1036	.1193	.1349	,8
,2	,44	1506	1662	1819	1976	2132	2289	2445	2602	2758	2915	,7
,3		3071	3228	3384	3541	3697	3853	4010	4166	4322	4479	,6
,4		4635	4792	4948	5104	5260	5417	5573	5729	5885	6042	,5
,5		6198	6354	6510	6666	6822	6979	7135	7291	7447	7603	,4
,6		7759	7915	8071	8227	8383	8539	8695	8851	9007	9163	,3
,7		9319	9475	9631	9787	9943	.0098	.0254	.0410	.0566	.0722	,2
,8	,45	0878	1033	1189	1345	1501	1656	1812	1968	2123	2279	,1
,9		2435	2590	2746	2902	3057	3213	3368	3524	3679	3835	63,0
27,0		3990	4146	4301	4457	4612	4768	4923	5079	5234	5390	,9
,1		5545	5700	5856	6011	6166	6322	6477	6632	6787	6943	,8
,2		7098	7253	7408	7564	7719	7874	8029	8184	8339	8494	,7
,3		8650	8805	8960	9115	9270	9425	9580	9735	9890	.0045	,6
,4	,46	0200	0355	0510	0665	0819	0974	1129	1284	1439	1594	,5
,5		1749	1903	2058	2213	2368	2523	2677	2832	2987	3141	,4
,6		3296	3451	3605	3760	3915	4069	4224	4378	4533	4688	,3
,7		4842	4997	5151	5306	5460	5615	5769	5923	6078	6232	,2
,8		6387	6541	6695	6850	7004	7158	7313	7467	7621	7776	,1
,9		7930	8084	8238	8392	8547	8701	8855	9009	9163	9317	62,0
28,0		9472	9626	9780	9934	.0088	.0242	.0396	.0550	.0704	.0858	,9
,1	,47	1012	1166	1320	1474	1628	1782	1935	2089	2243	2397	,8
,2		2551	2705	2858	3012	3166	3320	3473	3627	3781	3935	,7
,3		4088	4242	4396	4549	4703	4856	5010	5164	5317	5471	,6
,4		5624	5778	5931	6085	6238	6392	6545	6699	6852	7005	,5
,5		7159	7312	7465	7619	7772	7925	8079	8232	8385	8539	,4
,6		8692	8845	8998	9152	9305	9458	9611	9764	9917	.0070	,3
,7	,48	0223	0377	0530	0683	0836	0989	1142	1295	1448	1601	,2
,8		1754	1907	2060	2212	2365	2518	2671	2824	2977	3130	,1
,9		3282	3435	3588	3741	3893	4046	4199	4352	4504	4657	61,0
29,0		4810	4962	5115	5268	5420	5573	5725	5878	6030	6183	,9
,1		6335	6488	6640	6793	6945	7098	7250	7403	7555	7707	,8
,2		7860	8012	8164	8317	8469	8621	8774	8926	9078	9230	,7
,3		9382	9535	9687	9839	9991	.0143	.0295	.0448	.0600	.0752	,6
,4	,49	0904	1056	1208	1360	1512	1664	1816	1968	2120	2272	,5
,5		2424	2575	2727	2879	3031	3183	3335	3487	3638	3790	,4
,6		3942	4094	4245	4397	4549	4700	4852	5004	5155	5307	,3
,7		5459	5610	5762	5913	6065	6217	6368	6520	6671	6822	,2
,8		6974	7125	7277	7428	7580	7731	7882	8034	8185	8336	,1
,9		8488	8639	8790	8942	9093	9244	9395	9546	9698	9849	60,0
		,10	,09	,08	,07	,06	,05	,04	,03	,02	,01	COSINUS.

TABLE DES SINUS NATURELS DE CENTIÈME EN CENTIÈME DU DEGRÉ SEXAGÉSIMAL.

SINUS.	,00	,01	,02	,03	,04	,05	,06	,07	,08	,09	
30°,0	,50 0000	0151	0302	0453	0604	0756	0907	1058	1209	1360	59°,9
,1	1511	1662	1813	1964	2115	2266	2416	2567	2718	2869	,8
,2	3020	3171	3322	3472	3623	3774	3925	4075	4226	4377	,7
,3	4528	4678	4829	4980	5130	5281	5431	5582	5733	5883	,6
,4	6034	6184	6335	6485	6636	6786	6937	7087	7238	7388	,5
,5	7538	7689	7839	7989	8140	8290	8440	8591	8741	8891	,4
,6	9041	9192	9342	9492	9642	9792	9943	.0093	.0243	.0393	,3
,7	,51 0543	0693	0843	0993	1143	1293	1443	1593	1743	1893	,2
,8	2043	2193	2343	2493	2642	2792	2942	3092	3242	3391	,1
,9	3541	3691	3841	3990	4140	4290	4440	4589	4739	4888	59,0
31,0	5038	5188	5337	5487	5636	5786	5935	6085	6234	6384	,9
,1	6533	6683	6832	6982	7131	7280	7430	7579	7728	7878	,8
,2	8027	8176	8326	8475	8624	8773	8922	9072	9221	9370	,7
,3	9519	9668	9817	9966	.0116	.0265	.0414	.0563	.0712	.0861	,6
,4	,52 1010	1159	1308	1456	1605	1754	1903	2052	2201	2350	,5
,5	2500	2647	2796	2945	3094	3242	3391	3540	3689	3837	,4
,6	3986	4135	4283	4432	4580	4729	4878	5026	5175	5323	,3
,7	5472	5620	5769	5917	6066	6214	6362	6511	6659	6807	,2
,8	6956	7104	7252	7401	7549	7697	7846	7994	8142	8290	,1
,9	8438	8587	8735	8883	9031	9179	9327	9475	9623	9771	58,0
32,0	9919	.0067	.0215	.0363	.0511	.0659	.0807	.0955	.1103	.1251	,9
,1	,53 1399	1546	1694	1842	1990	2138	2285	2433	2581	2729	,8
,2	2876	3024	3172	3319	3467	3615	3762	3910	4057	4205	,7
,3	4352	4500	4647	4795	4942	5090	5237	5385	5532	5679	,6
,4	5827	5974	6121	6269	6416	6563	6711	6858	7005	7152	,5
,5	7300	7447	7594	7741	7888	8035	8183	8330	8477	8624	,4
,6	8771	8918	9065	9212	9359	9506	9653	9800	9947	.0093	,3
,7	,54 0240	0387	0534	0681	0828	0974	1121	1268	1415	1561	,2
,8	1708	1855	2002	2148	2295	2442	2588	2735	2881	3028	,1
,9	3174	3321	3467	3614	3760	3907	4053	4200	4346	4493	57,0
33,0	4639	4785	4932	5078	5224	5371	5517	5663	5810	5956	,9
,1	6102	6248	6394	6541	6687	6833	6979	7125	7271	7417	,8
,2	7563	7709	7855	8001	8147	8293	8439	8585	8731	8877	,7
,3	9023	9169	9315	9460	9606	9752	9898	.0044	.0189	.0335	,6
,4	,55 0481	0626	0772	0918	1063	1209	1355	1500	1646	1791	,5
,5	1937	2083	2228	2374	2519	2664	2810	2955	3101	3246	,4
,6	3392	3537	3682	3828	3973	4118	4263	4409	4554	4699	,3
,7	4844	4990	5135	5280	5425	5570	5715	5860	6006	6151	,2
,8	6296	6441	6586	6731	6876	7021	7166	7310	7455	7600	,1
,9	7745	7890	8035	8180	8324	8469	8614	8759	8903	9048	56,0
34,0	9193	9338	9482	9627	9772	9916	.0061	.0205	.0350	.0494	,9
,1	,56 0639	0784	0928	1072	1217	1361	1506	1650	1795	1939	,8
,2	2083	2228	2372	2516	2661	2805	2949	3093	3238	3382	,7
,3	3526	3670	3814	3959	4103	4247	4391	4535	4679	4823	,6
,4	4967	5111	5255	5399	5543	5687	5831	5975	6119	6262	,5
,5	6406	6550	6694	6838	6981	7125	7269	7413	7556	7700	,4
,6	7844	7987	8131	8275	8418	8562	8705	8849	8993	9136	,3
,7	9280	9423	9566	9710	9853	9997	.0140	.0284	.0427	.0570	,2
,8	,57 0714	0857	1000	1143	1287	1430	1573	1716	1860	2003	,1
,9	2146	2289	2432	2575	2718	2861	3004	3147	3290	3433	55,0
35,0	3576	3719	3862	4005	4148	4291	4434	4577	4720	4862	,9
,1	5005	5148	5291	5434	5576	5719	5862	6004	6147	6290	,8
,2	6432	6575	6718	6860	7003	7145	7288	7430	7573	7715	,7
,3	7858	8000	8142	8285	8427	8570	8712	8854	8997	9139	,6
,4	9281	9423	9566	9708	9850	9992	.0134	.0277	.0419	.0561	,5
,5	,58 0703	0845	0987	1129	1271	1413	1555	1697	1839	1981	,4
,6	2123	2265	2407	2549	2690	[illegible]	2974	3116	3258	3399	,3
,7	3541	3683	3825	3966	4108	[illegible]	4391	4533	4675	4816	,2
,8	4958	5099	5241	5382	5524	5665	5807	5948	6090	6231	,1
,9	6372	6514	6655	6796	6938	7079	7220	7362	7503	7644	54,0
	,10	,09	,08	,07	,06	,05	,04	,03	,02	,01	COSINUS.

TABLE DES SINUS NATURELS DE CENTIÈME EN CENTIÈME DU DEGRÉ SEXAGÉSIMAL.

SINUS.	,00	,01	,02	,03	,04	,05	,06	,07	,08	,09	
36°,0	,58 7785	7926	8068	8209	8350	8491	8632	8773	8914	9055	53°,9
,1	9196	9337	9478	9619	9760	9901	.0042	.0183	.0324	.0465	,8
,2	,59 0606	0746	0887	1028	1169	1310	1450	1591	1732	1873	,7
,3	2013	2154	2294	2435	2576	2716	2857	2997	3138	3278	,6
,4	3419	3559	3700	3840	3981	4121	4261	4402	4542	4682	,5
,5	4823	4963	5103	5244	5384	5524	5664	5804	5945	6085	,4
.6	6225	6365	6505	6645	6785	6925	7065	7205	7345	7485	,3
,7	7625	7765	7905	8045	8185	8325	8464	8604	8744	8884	,2
,8	9024	9163	9303	9443	9582	9722	.9862	.0001	.0141	.0281	,1
,9	,60 0420	0560	0699	0839	0978	1118	1257	1397	1536	1676	53,0
37,0	1815	1954	2094	2233	2372	2512	2651	2790	2930	3069	,9
;1	3208	3347	3486	3626	3765	3904	4043	4182	4321	4460	,8
,2	4599	4738	4877	5016	5155	5294	5433	5572	5711	5850	,7
,3	5988	6127	6266	6405	6544	6682	6821	6960	7098	7237	,6
,4	7376	7514	7653	7792	7930	8069	8207	8346	8484	8623	,5
,5	8761	8900	9038	9177	9315	9454	9592	9730	9869	.0007	,4
,6	,61 0145	0283	0422	0560	0698	0836	0975	1113	1251	1389	,3
,7	1527	1665	1803	1941	2079	2217	2355	2493	2631	2769	,2
,8	2907	3045	3183	3321	3459	3596	3734	3872	4010	4147	,1
,9	4285	4423	4561	4698	4836	4974	5111	5249	5386	5524	52,0
38,0	5661	5799	5937	6074	6211	6349	6486	6624	6761	6899	,9
,1	7036	7173	7311	7448	7585	7722	7860	7997	8134	8271	,8
,2	8408	8546	8683	8820	8957	9094	9231	9368	9505	9642	,7
,3	9779	9916	.0053	.0190	.0327	.0464	.0601	.0737	.0874	.1011	,6
,4	,62 1148	1285	1421	1558	1695	1831	1968	2105	2241	2378	,5
,5	2515	2651	2788	2924	3061	3197	3334	3470	3607	3743	,4
,6	3880	4016	4152	4289	4425	4561	4698	4834	4970	5106	,3
,7	5243	5379	5515	5651	5787	5923	6060	6196	6332	6468	,2
,8	6604	6740	6876	7012	7148	7284	7420	7555	7691	7827	,1
,9	7963	8099	8235	8370	8506	8642	8778	8913	9049	9185	51,0
39,0	9320	9456	9592	9727	9863	9998	.0134	.0269	.0405	.0540	,9
,1	,63 0676	0811	0947	1082	1217	1353	1488	1623	1759	1894	,8
,2	2029	2165	2300	2435	2570	2705	2840	2976	3111	3246	,7
,3	3381	3516	3651	3786	3921	4056	4191	4326	4461	4596	,6
,4	4731	4865	5000	5135	5270	5405	5539	5674	5809	5944	,5
,5	6078	6213	6348	6482	6617	6751	6886	7020	7155	7290	,4
,6	7424	7558	7693	7827	7962	8096	8231	8365	8499	8634	,3
,7	8768	8902	9036	9171	9305	9439	9573	9707	9841	9976	,2
,8	,64 0110	0244	0378	0512	0646	0780	0914	1048	1182	1316	,1
,9	1450	1584	1717	1851	1985	2119	2253	2386	2520	2654	50,0
40,0	2788	2921	3055	3189	3322	3456	3589	3723	3857	3990	,9
,1	4124	4257	4391	4524	4657	4791	4924	5058	5191	5324	,8
,2	5458	5591	5724	5858	5991	6124	6257	6390	6524	6657	,7
,3	6790	6923	7056	7189	7322	7455	7588	7721	7854	7987	,6
,4	8120	8253	8386	8519	8651	8784	8917	9050	9183	9315	,5
,5	9448	9581	9713	9846	9979	.0111	.0244	.0377	.0509	.0642	,4
,6	,65 0774	0907	1039	1172	1304	1437	1569	1701	1834	1966	,3
,7	2098	2231	2363	2495	2628	2760	2892	3024	3156	3288	,2
,8	3421	3553	3685	3817	3949	4081	4213	4345	4477	4609	,1
,9	4741	4873	5005	5136	5268	5400	5532	5664	5796	5927	49,0
41,0	6059	6191	6322	6454	6586	6717	6849	6981	7112	7244	,9
,1	7375	7507	7638	7770	7901	8033	8164	8295	8427	8558	,8
,2	8689	8821	8952	9083	9215	9346	9477	9608	9739	9871	,7
,3	,66 0002	0133	0264	0395	0526	0657	0788	0919	1050	1181	,6
,4	1312	1443	1574	1705	1835	1966	2097	2228	2359	2489	,5
,5	2620	2751	2881	3012	3143	3273	3404	3535	3665	3796	,4
,6	3926	4057	4187	4318	4448	4579	4709	4839	4970	5100	,3
,7	5230	5361	5491	5621	5751	5882	6012	6142	6272	6402	,2
,8	6532	6663	6793	6923	7053	7183	7313	7443	7573	7703	,1
,9	7833	7962	8092	8222	8352	8482	8612	8741	8871	9001	48,0
	,10	,09	,08	,07	,06	,05	,04	,03	,02	,01	COSINUS

TABLE DES SINUS NATURELS DE CENTIÈME EN CENTIÈME DU DEGRÉ SEXAGÉSIMAL.

SINUS.	,00	,01	,02	,03	,04	,05	,06	,07	,08	,09	
42°,0	,66 9131	9260	9390	9520	9649	9779	9908	.0038	.0168	.2097	47°,9
,1	,67 0427	0556	0686	0815	0944	1074	1203	1333	1462	1591	,8
,2	1721	1850	1979	2108	2238	2367	2496	2625	2754	2883	,7
,3	3013	3142	3271	3400	3529	3658	3787	3916	4045	4173	,6
,4	4302	4431	4560	4689	4818	4947	5075	5204	5333	5462	,5
,5	5590	5719	5848	5976	6105	6233	6362	6490	6619	6747	,4
,6	6876	7004	7133	7261	7390	7518	7646	7775	7903	8031	,3
,7	8160	8288	8416	8544	8673	8801	8929	9057	9185	9313	,2
,8	9441	9569	9697	9825	9953	.0081	.0209	.0337	.0465	.0593	,1
,9	,68 0721	0849	0977	1104	1232	1360	1488	1615	1743	1871	47,0
43,0	1998	2126	2254	2381	2509	2636	2764	2891	3019	3146	,9
,1	3274	3401	3529	3656	3783	3911	4038	4165	4293	4420	,8
,2	4547	4674	4802	4929	5056	5183	5310	5437	5564	5691	,7
,3	5818	5945	6072	6199	6326	6453	6580	6707	6834	6961	,6
,4	7088	7214	7341	7468	7595	7721	7848	7975	8101	8228	,5
,5	8355	8481	8608	8734	8861	8987	9114	9240	9367	9493	,4
,6	9620	9746	9872	9999	.0125	.0251	.0378	.0504	.0630	.0756	,3
,7	,69 0882	1009	1135	1261	1387	1513	1639	1745	1891	2017	,2
,8	2143	2269	2395	2521	2647	2773	2899	3024	3150	3276	,1
,9	3402	3528	3653	3779	3905	4030	4156	4282	4407	4533	46,0
44,0	4658	4784	4909	5035	5160	5286	5411	5537	5662	5787	,9
,1	5918	6038	6163	6289	6414	6539	6664	6790	6915	7040	,8
,2	7165	7290	7415	7540	7665	7790	7915	8040	8165	8290	,7
,3	8415	8540	8665	8790	8915	9040	9164	9289	9414	9539	,6
,4	9663	9788	9913	.0037	.0162	.0287	.0411	.05[illegible]6	.0660	.0785	,5
,5	,70 0909	1034	1158	1283	1407	1531	1656	1780	1904	2029	,4
,6	2153	2277	2402	2526	2650	2774	2898	3022	3147	3271	,3
,7	3395	3519	3643	3767	3891	4015	4139	4263	4386	4510	,2
,8	4634	4758	4882	5006	5129	5253	5377	5501	5624	5748	,1
,9	5872	5995	6119	6242	6566	6489	6613	6736	6860	6983	45,0
45,0	7107	7230	7354	7477	7600	7724	7847	7970	8093	8217	,9
,1	8340	8463	8586	8709	8832	8956	9079	9202	9325	9448	,8
,2	9571	9694	9817	9940	.0062	.0185	.0308	.0431	.0554	.0677	,7
,3	,71 0799	0922	1045	1168	1290	1413	1536	1658	1781	1903	,6
,4	2026	2149	2271	2394	2516	2639	2761	2883	3006	3182	,5
,5	3250	3373	3495	36[illegible]7	3740	3862	3984	4106	4228	4351	,4
,6	4473	4595	4717	4839	4961	5083	5205	5327	5449	5571	,3
,7	5693	5815	5936	6058	6180	6302	6424	6545	6667	6789	,2
,8	6911	7032	7154	7276	7397	7519	7640	7762	7883	8005	,1
,9	8126	8248	8369	8491	8612	8733	8855	8976	9097	9219	44,0
46,0	9340	9461	9582	9703	9825	9946	.0067	.0188	.0309	.0430	,9
,1	,72 0551	0672	0793	0914	1035	1156	1277	1398	1519	1639	,8
,2	1[illegible]0	1881	2002	2123	2243	2364	2485	2605	2726	2847	,7
,3	2967	3088	3208	3329	3449	3570	3690	3811	3931	4051	,6
,4	4172	4292	4413	4533	4653	4773	4894	5014	5134	5254	,5
,5	5374	5495	5615	5735	5855	5975	6095	6215	6335	6455	,4
,6	6575	6695	6814	6934	7054	7174	7294	7414	7533	7653	,3
,7	7773	7892	8012	8132	8251	8371	8491	8610	8730	8849	,2
,8	8969	9088	9208	9327	9446	9566	9685	9804	9924	0043	,1
,9	,73 0162	0282	0401	0520	0639	0758	0877	0997	1116	1235	43,0
47,0	1354	1473	1592	1711	1830	1949	2067	2186	2305	2424	,9
,1	2543	2662	2780	2899	3018	3137	3255	3374	3493	3611	,8
,2	3730	3848	3967	4086	4204	4323	4441	4559	4678	4796	,7
,3	4915	5033	5151	5270	5388	5506	5624	5743	5861	5979	,6
,4	6097	6215	6333	6451	6569	6687	6806	6923	7041	7159	,5
,5	7277	7395	7513	7631	7749	7867	7984	8102	8220	8338	,4
,6	8455	8573	8691	8808	8926	9043	9161	9279	9396	9514	,3
,7	9631	9749	9866	9983	.0101	.0218	.0335	.0453	.0570	.0687	,2
,8	,74 0805	0922	1039	1156	1273	1391	1508	1625	1742	1859	,1
,9	1976	2093	2210	2327	2444	2561	2678	2794	2911	3028	42,0
	,10	,09	,08	,07	,06	,05	,04	,03	,02	,01	COSINUS.

TABLE DES SINUS NATURELS DE CENTIÈME EN CENTIÈME DU DEGRÉ SEXAGÉSIMAL.

SINUS.	,00	,01	,02	,03	,04	,05	,06	,07	,08	,09	
48°,0	,74 3145	3262	3378	3495	3612	3728	3845	3962	4078	4195	41°,9
,1	4312	4428	4545	4661	4778	4894	5010	5127	5243	5360	,8
,2	5476	5592	5709	5825	5941	6057	6174	6290	6406	6522	,7
,3	6638	6754	6870	6986	7102	7218	7334	7450	7566	7682	,6
,4	7798	7914	8030	8146	8261	8377	8493	8609	8724	8840	,5
,5	8956	9071	9187	9303	9418	9534	9649	9765	9880	9996	,4
,6	,75 0111	0226	0342	0457	0573	0688	0803	0918	1034	1149	,3
,7	1264	1379	1494	1610	1725	1840	1955	2070	2185	2300	,2
,8	2415	2530	2645	2760	2875	2989	3104	3219	3334	3449	,1
,9	3563	3678	3793	3907	4022	4137	4251	4366	4481	4595	41,0
49,0	4710	4824	4939	5053	5167	5282	5396	5511	5625	5739	,9
,1	5853	5968	6082	6196	6310	6425	6539	6653	6767	6881	,8
,2	6995	7109	7223	7337	7451	7565	7679	7793	7907	8021	,7
,3	8134	8248	8362	8476	8589	8703	8817	8930	9044	9158	,6
,4	9271	9385	9498	9612	9725	9839	9952	.0066	.0179	.0293	,5
,5	,76 0406	0519	0633	0746	0859	0972	1086	1199	1312	1425	,4
,6	1538	1651	1764	1878	1991	2104	2217	2330	2443	2555	,3
,7	2668	2781	2894	3007	3120	3232	3345	3458	3571	3683	,2
,8	3796	3909	4021	4134	4246	4359	4472	4584	4697	4809	,1
,9	4921	5034	5146	5259	5371	5483	5596	5708	5820	5932	40,0
50,0	6044	6157	6269	6381	6493	6605	6717	6829	6941	7053	,9
,1	7165	7277	7389	7501	7613	7725	7836	7948	8060	8172	,8
,2	8284	8395	8507	8619	8730	8842	8953	9065	9177	9288	,7
,3	9400	9511	9622	9734	9845	9957	.0068	.0179	.0291	0402	,6
,4	,77 0513	0624	0736	0847	0958	1069	1180	1291	1403	1514	,5
,5	1625	1736	1847	1958	2068	2179	2290	2401	2512	2623	,4
,6	2734	2844	2955	3066	3177	3287	3398	3508	3619	3730	,3
,7	3840	3951	4061	4172	4282	4393	4503	4613	4724	4834	,2
,8	4944	5055	5165	5275	5386	5496	5606	5716	5826	5936	,1
,9	6046	6156	6267	6377	6487	6596	6706	6816	6926	7036	39,0
51,0	7146	7256	7366	7475	7583	7695	7805	7914	8024	8134	,9
,1	8243	8353	8462	8572	8681	8791	8900	9010	9119	9229	,8
,2	9338	9447	9557	9666	9775	9884	9994	.0103	.0212	.0321	,7
,3	,78 0430	0540	0649	0758	0867	0976	1085	1194	1303	1412	,6
,4	1520	1629	1739	1847	1956	2065	2173	2282	2391	2499	,5
,5	2608	2717	2825	2934	3043	3151	3260	3368	3477	3585	,4
,6	3693	3802	3910	4019	4127	4235	4343	4452	4560	4668	,3
,7	4776	4885	4993	5101	5209	5317	5425	5533	5641	5749	,2
,8	5857	5965	6073	6181	6288	6396	6504	6612	6720	6827	,1
,9	6935	7043	7150	7258	7366	7473	7581	7688	7796	7903	38,0
52,0	8011	8118	8226	8333	8440	8548	6655	8762	8870	8977	,9
,1	9084	9191	9298	9406	9513	9620	9727	9834	9941	.0048	,8
,2	,79 0155	0262	0369	0476	0583	0690	0796	0903	1010	1117	,7
,3	1224	1330	1437	1544	1650	1757	1863	1970	2077	2183	,6
,4	2290	2396	2503	2609	2715	2822	2928	3034	3141	3247	,5
,5	3353	3460	3566	3672	3778	3884	3990	4096	4203	4309	,4
,6	4415	4521	4627	4733	4838	4944	5050	5156	5262	5368	,3
,7	5473	5579	5685	5791	5896	6002	6108	6213	6319	6424	,2
,8	6530	6635	6741	6846	6952	7057	7163	7268	7373	7479	,1
,9	7584	7689	7794	7900	8005	8110	8215	8320	8425	8530	37,0
53,0	8636	8741	8846	8951	9055	9160	9265	9370	9475	9580	,9
,1	9685	9789	9894	9999	.0104	.0208	.0313	.0418	.0522	.0627	,8
,2	,80 0731	0836	0940	1045	1149	1254	1358	1463	1567	1671	,7
,3	1776	1880	1984	2088	2193	2297	2401	2505	2609	2713	,6
,4	2817	2922	3026	3130	3234	3337	3441	3545	3649	3753	,5
,5	3857	3961	4064	4168	4272	4376	4479	4583	4687	4790	,4
,6	4894	4997	5101	5204	5308	5411	5515	5618	5722	5825	,3
,7	5928	6032	6135	6238	6341	6445	6548	6651	6754	6857	,2
,8	6960	7063	7166	7269	7372	7475	7578	7681	7784	7887	,1
,9	7990	8093	8196	8298	8401	8504	8606	8709	8812	8914	36,0
	,10	,09	,08	,07	,06	,05	,04	,03	,02	,01	COSINUS.

TABLE DES SINUS NATURELS DE CENTIÈME EN CENTIÈME DU DEGRÉ SEXAGÉSIMAL.

SINUS.	,00	,01	,02	,03	,04	,05	,06	,07	,08	,09	
54°,0	,80 9017	9120	9222	9325	9427	9530	9632	9735	9837	9939	35°,9
,1	,81 0042	0144	0246	0349	0451	0553	0655	0757	0860	0962	,8
,2	1064	1166	1268	1370	1472	1574	1676	1778	1880	1982	,7
,3	2084	2185	2287	2389	2491	2592	2694	2796	2898	2999	,6
,4	3101	3202	3304	3405	3507	3608	3710	3811	3913	4014	,5
,5	4116	4217	4318	4419	4521	4622	4723	4824	4926	5027	,4
,6	5128	5229	5330	5431	5532	5633	5734	5835	5936	6037	,3
,7	6138	6238	6339	6440	6541	6642	6742	6843	6944	7044	,2
,8	7145	7245	7346	7447	7547	7648	7748	7849	7949	8049	,1
,9	8150	8250	8350	8451	8551	8651	8751	8852	8952	9052	35,0
55,0	9152	9252	9352	9452	9552	9652	9752	9852	9952	.0052	,9
,1	,82 0152	0252	0352	0451	0551	0651	0751	0850	0950	1050	,8
,2	1149	1249	1348	1448	1547	1647	1746	1846	1945	2045	,7
,3	2144	2243	2343	2442	2541	2641	2740	2839	2938	3037	,6
,4	3136	3235	3335	3434	3533	3632	3731	3830	3928	4027	,5
,5	4126	4225	4324	4423	4521	4620	4719	4818	4916	5015	,4
,6	5113	5212	5311	5409	5508	5606	5705	5803	5902	6000	,3
,7	6098	6197	6295	6393	6492	6590	6688	6786	0884	6982	,2
,8	7081	7179	7277	7375	7473	7571	7669	7767	7865	7962	,1
,9	8060	8158	8256	8354	8452	8549	8647	8745	8842	8940	34,0
56,0	9038	9135	9233	9330	9428	9525	9623	9720	9818	9915	,9
,1	,83 0012	0110	0207	0304	0401	0499	0596	0693	0790	0887	,8
,2	0084	1082	1179	1276	1373	1470	1567	1663	1760	1857	,7
,3	1954	2051	2148	2245	2341	2438	2535	2031	2728	2825	,6
,4	2921	3018	3114	3211	3307	3404	3500	3597	3693	3789	,5
,5	3886	3982	4078	4175	4271	4367	4463	4560	4656	4752	,4
,6	4848	4944	5040	5136	5232	5328	5424	5520	5616	5712	,3
,7	5807	5903	5999	6095	6190	6286	6382	6477	6573	6669	,2
,8	6764	6860	6955	7051	7146	7242	7337	7433	7528	7623	,1
,9	7719	7814	7909	8005	8100	8195	8290	8385	8480	8575	33,0
57,0	8671	8766	8861	8956	9051	9146	9240	9335	9430	9525	,9
,1	9620	9715	9809	9904	9999	.0094	.0188	.0283	.0377	.0472	,8
,2	,84 0567	0661	0756	0850	0945	1039	1133	1228	1322	1416	,7
,3	1511	1605	1699	1794	1888	1982	2076	2170	2264	2358	,6
,4	2452	2546	2640	2734	2828	2922	3016	3110	3204	3298	,5
,5	3391	3485	3579	3673	3766	3860	3954	4047	4141	4234	,4
,6	4328	4421	4515	4608	4702	4795	4889	4982	5075	5169	,3
,7	5262	5355	5448	5542	5635	5728	5821	5914	6007	6100	,2
,8	6193	6286	6379	6472	6565	6658	6751	6844	6936	7029	,1
,9	7122	7215	7307	7400	7493	7585	7678	7771	7863	7956	32,0
58,0	8048	8141	8233	8325	8418	8510	8603	8695	8787	8879	,9
,1	8972	9064	9156	9248	9340	9433	9525	9617	9709	9801	,8
,2	9893	9985	.0077	.0168	.0260	.0352	.0444	.0536	.0628	.0719	,7
,3	,85 0811	0903	0994	1086	1178	1269	1361	1452	1544	1635	,6
,4	1727	1818	1910	2001	2093	2184	2275	2366	2458	2549	,5
,5	2640	2731	2822	2914	3005	3096	3187	3278	3369	3460	,4
,6	3551	3642	3733	3823	3914	4005	4096	4187	4277	4368	,3
,7	4459	4549	4640	4731	4821	4912	5002	5093	5183	5274	,2
,8	5364	5455	5545	5635	5726	5816	5906	5997	6087	6177	,1
,9	6267	6357	6447	6537	6627	6718	6808	6898	6987	7077	31,0
59,0	7167	7257	7347	7437	7527	7616	7706	7796	7886	7975	,9
,1	8065	8155	8244	8334	8423	8513	8602	8692	8781	8871	,8
,2	8960	9049	9139	9228	9317	9406	9496	9585	9674	9763	,7
,3	9852	9941	.0030	.0119	.0208	.0297	.0386	.0475	.0564	.0653	,6
,4	,86 0742	0831	0920	1008	1097	1186	1275	1363	1452	1541	,5
,5	1629	1718	1806	1895	1983	2072	2160	2249	2337	2425	,4
,6	2514	2602	2690	2779	2867	2955	3043	3131	3219	3307	,3
,7	3396	3484	3572	3660	3748	3836	3923	4011	4099	4187	,2
,8	4275	4363	4450	4538	4626	4713	4801	4889	4976	5064	,1
,9	5151	5239	5326	5414	5501	5589	5676	5763	5851	5938	30,0
	,10	,09	,08	,07	,06	,05	,04	,03	,02	,01	COSINUS.

TABLE DES SINUS NATURELS DE CENTIÈME EN CENTIÈME DU DEGRÉ SEXAGÉSIMAL.

Sinus.	,00	,01	,02	,03	,04	,05	,06	,07	,08	,09	
60°,0	,86 6025	6113	6200	6287	6374	6461	6549	6636	6723	6810	29°,9
,1	6897	6984	7071	7158	7245	7331	7418	7505	7592	7679	,8
,2	7765	7852	7939	8026	8112	8199	8285	8372	8459	8545	,7
,3	8632	8718	8804	8891	8977	9064	9150	9236	9322	9409	,6
,4	9495	9581	9667	9753	9840	9926	.0012	.0098	.0184	.0270	,5
,5	,87 0356	0442	0528	0613	0699	0785	0871	0957	1042	1128	,4
,6	1214	1299	1385	1471	1556	1642	1727	1813	1898	1984	,3
,7	2069	2155	2240	2325	2411	2496	2581	2667	2752	2837	,2
,8	2922	3007	3092	3177	3262	3347	3432	3517	3602	3687	,1
,9	3772	3857	3942	4027	4112	4196	4281	4366	4450	4535	29,0
61,0	4620	4704	4789	4873	4958	5042	5127	5211	5296	5380	,9
,1	5465	5549	5633	5717	5802	5886	5970	6054	6138	6223	,8
,2	6307	6391	6475	6559	6643	6727	6811	6895	6978	7062	,7
,3	7146	7230	7314	7397	7481	7565	7649	7732	7816	7899	,6
,4	7983	8067	8150	8233	8317	8400	8484	8567	8650	8734	,5
,5	8817	8900	8984	9067	9150	9233	9316	9399	9482	9566	,4
,6	9649	9732	9815	9897	9980	.0063	.0146	.0229	.0312	.0395	,3
,7	,88 0477	0560	0643	0725	0808	0891	0973	1056	1138	1221	,2
,8	1303	1386	1468	1551	1633	1715	1798	1880	1962	2045	,1
,9	2127	2209	2291	2373	2455	2538	2620	2702	2784	2866	28,0
62,0	2948	3030	3111	3193	3275	3357	3439	3521	3602	3684	,9
,1	3766	3847	3929	4011	4092	4174	4255	4337	4418	4500	,8
,2	4581	4662	4744	4825	4906	4988	5069	5150	5231	5312	,7
,3	5394	5475	5556	5637	5718	5799	5880	5961	6042	6123	,6
,4	6204	6284	6365	6446	6527	6608	6688	6769	6850	6930	,5
,5	7011	7091	7172	7252	7333	7413	7494	7574	7655	7735	,4
,6	7815	7896	7976	8056	8136	8217	8297	8377	8457	8537	,3
,7	8617	8697	8777	8857	8937	9017	9097	9177	9257	9337	,2
,8	9416	9496	9576	9656	9735	9815	9895	9974	.0054	.0133	,1
,9	,89 0213	0292	0372	0451	0531	0610	0689	0709	0848	0927	27,0
63,0	1007	1086	1165	1244	1323	1402	1481	1561	1640	1719	,9
,1	1798	1876	1955	2034	2113	2192	2271	2350	2428	2507	,8
,2	2586	2664	2743	2822	2900	2979	3057	3136	3214	3293	,7
,3	3371	3450	3528	3607	3685	3763	3841	3920	3998	4076	,6
,4	4154	4232	4310	4389	4467	4545	4623	4701	4779	4856	,5
,5	4934	5012	5090	5168	5246	5323	5401	5479	5556	5634	,4
,6	5712	5789	5867	5944	6022	6099	6177	6254	6332	6409	,3
,7	6486	6564	6641	6718	6796	6873	6950	7027	7104	7181	,2
,8	7258	7335	7412	7489	7566	7643	7720	7797	7874	7951	,1
,9	8028	8104	8181	8258	8334	8411	8488	8564	8641	8718	26,0
64,0	8794	8871	8947	9023	9100	9176	9253	9329	9405	9482	,9
,1	9558	9634	9710	9786	9863	9939	.0015	0091	.0167	.0243	,8
,2	,90 0319	0395	0471	0547	0622	0698	0774	0850	0926	1001	,7
,3	1077	1153	1228	1304	1380	1455	1531	1606	1682	1757	,6
,4	1833	1908	1983	2059	2134	2209	2285	2360	2435	2510	,5
,5	2585	2660	2736	2811	2886	2961	3036	3111	3186	3260	,4
,6	3335	3410	3485	3560	3635	3709	3784	3859	3933	4008	,3
,7	4083	4157	4232	4306	4381	4455	4530	4604	4678	4753	,2
,8	4827	4901	4976	5050	5124	5198	5272	5347	5421	5495	,1
,9	5569	5643	5717	5791	5865	5939	6013	6086	6160	6234	25,0
65,0	6308	6382	6455	6529	6603	6676	6750	6823	6897	6971	,9
,1	7044	7117	7191	7264	7338	7411	7484	7558	7631	7704	,8
,2	7777	7851	7924	7997	8070	8143	8216	8289	8362	8435	,7
,3	8506	8581	8654	8727	8800	8872	8945	9018	9091	9163	,6
,4	9236	9309	9381	9454	9527	9599	9672	9744	9816	9889	,5
,5	9961	.0034	.0106	.0178	.0251	.0323	.0395	.0467	.0539	.0612	,4
,6	,91 0684	0756	0828	0900	0972	1044	1116	1188	1260	1331	,3
,7	1403	1475	1547	1619	1690	1762	1834	1905	1977	2049	,2
,8	2120	2192	2263	2335	2406	2477	2549	2620	2692	2763	,1
,9	2834	2905	2977	3048	3119	3190	3261	3332	3403	3474	24,0
	,10	,09	,08	,07	,06	,05	,04	,03	,02	,01	Cosinus.

TABLE DES SINUS NATURELS DE CENTIÈME EN CENTIÈME DU DEGRÉ SEXAGÉSIMAL.

SINUS.	,00	,01	,02	,03	,04	,05	,06	,07	,08	,09	
66°,0	,91 3545	3616	3687	3758	3829	3900	3971	4042	4112	4183	23°,9
,1	4254	4325	4395	4466	4537	4607	4678	4748	4819	4889	,8
,2	4960	5030	5100	5171	5241	5311	5382	5452	5522	5592	,7
,3	5663	5733	5803	5873	5943	6013	6083	6153	6223	6293	,6
,4	6363	6433	6502	6572	6642	6712	6781	6851	6921	6990	,5
,5	7060	7130	7199	7269	7338	7407	7477	7547	7616	7685	,4
,6	7755	7824	7893	7962	8032	8101	8170	8239	8308	8377	,3
,7	8446	8515	8584	8653	8722	8791	8860	8929	8998	9067	,2
,8	9135	9204	9273	9341	9410	9479	9547	9616	9684	9753	,1
,9	9821	9890	9958	.0027	0095	.0164	.0232	.0300	.0368	.0437	23,0
67,0	,92 0505	0573	0641	0709	0777	0845	0914	0982	1050	1117	,9
,1	1185	1253	1321	1389	1457	1525	1592	1660	1728	1796	,8
,2	1863	1931	1998	2066	2133	2201	2268	2336	2403	2471	,7
,3	2538	2605	2673	2740	2807	2875	2942	3009	3076	3143	,6
,4	3210	3277	3344	3411	3478	3545	3612	3679	3746	3813	,5
,5	3880	3946	4013	4080	4146	4213	4280	4346	4413	4480	,4
,6	4546	4613	4679	4745	4812	4878	4945	5011	5077	5143	,3
,7	5210	5276	5342	5408	5474	5541	5607	5673	5739	5805	,2
,8	5871	5937	6002	6068	6134	6200	6266	6332	6397	6463	,1
,9	6529	6594	6660	6725	6791	6857	6922	6988	7053	7118	22,0
68,0	7184	7249	7315	7380	7445	7510	7576	7641	7706	7771	,9
,1	7836	7901	7966	8031	8096	8161	8226	8291	8356	8421	,8
,2	8486	8551	8615	8680	8745	8810	8874	8939	9003	9068	,7
,3	9133	9197	9262	9326	9390	9455	9519	9584	9648	9712	,6
,4	9776	9841	9905	9969	0033	.0097	.0161	.0226	.0290	.0354	,5
,5	,93 0418	0482	0545	0609	0673	0737	0801	0865	0928	0992	,4
,6	1056	1119	1183	1247	1310	1374	1437	1501	1564	1628	,3
,7	1691	1755	1818	1881	1945	2008	2071	2134	2198	2261	,2
,8	2324	2387	2450	2513	2576	2639	2702	2765	2828	2891	,1
,9	2954	3016	3079	3142	3205	3267	3330	3393	3455	3518	21,0
69,0	3580	3643	3705	3768	3830	3893	3955	4018	4080	4142	,9
,1	4204	4267	4329	4391	4453	4515	4578	4640	4702	4764	,8
,2	4826	4888	4950	5011	5073	5135	5197	5259	5321	5382	,7
,3	5444	5506	5567	5629	5691	5752	5814	5875	5937	5998	,6
,4	6060	6121	6182	6244	6305	6366	6427	6489	6550	6611	,5
,5	6672	6733	6794	6855	6916	6977	7038	7099	7160	7221	,4
,6	7282	7343	7404	7464	7525	7586	7646	7707	7768	7828	,3
,7	7889	7949	8010	8070	8131	8191	8252	8312	8372	8433	,2
,8	8493	8553	8613	8674	8734	8794	8854	8914	8974	9034	,1
,9	9094	9154	9214	9274	9334	9394	9454	9513	9573	9633	20,0
70,0	9693	9752	9812	9872	9931	9991	.0050	.0110	.0169	.0229	,9
,1	,94 0288	0348	0407	0466	0526	0585	0644	0703	0762	0822	,8
,2	0881	0940	0999	1058	1117	1176	1235	1294	1353	1412	,7
,3	1471	1529	1588	1647	1706	1764	1823	1882	1940	1999	,6
,4	2057	2116	2174	2233	2291	2350	2408	2467	2525	2583	,5
,5	2641	2700	2758	2816	2874	2932	2991	3049	3107	3165	,4
,6	3223	3281	3339	3396	3454	3512	3570	3628	3686	3743	,3
,7	3801	3859	3916	3974	4031	4089	4147	4204	4262	4319	,2
,8	4376	4434	4491	4548	4606	4663	4720	4777	4835	4892	,1
,9	4949	5006	5063	5120	5177	5234	5291	5348	5405	5462	19,0
71,0	5519	5575	5632	5689	5746	5802	5859	5916	5972	6029	,9
,1	6085	6142	6198	6255	6311	6368	6424	6480	6537	6593	,8
,2	6649	6705	6762	6818	6874	6930	6986	7042	7098	7154	,7
,3	7210	7266	7322	7378	7434	7490	7546	7601	7657	7713	,6
,4	7768	7824	7880	7935	7991	8046	8102	8157	8213	8268	,5
,5	8324	8379	8434	8490	8545	8600	8655	8711	8766	8821	,4
,6	8876	8931	8986	9041	9096	9151	9206	9261	9316	9371	,3
,7	9425	9480	9535	9590	9644	9699	9754	9808	9863	9918	,2
,8	9972	.0027	.0081	.0135	.0190	.0244	.0299	.0353	.0407	.0461	,1
,9	,95 0516	0570	0624	0678	0732	0786	0841	0895	0949	0003	18,0
	,10	,09	,08	,07	,06	,05	,04	,03	,02	,01	COSINUS.

TABLE DES SINUS NATURELS DE CENTIÈME EN CENTIÈME DU DEGRÉ SEXAGÉSIMAL.

SINUS.	,00	,01	,02	,03	,04	,05	,06	,07	,08	,09	
72,0	,95 1057	1110	1164	1218	1272	1326	1380	1433	1487	1541	17°,9
,1	1594	1648	1702	1755	1809	1862	1916	1969	2023	2076	,8
,2	2129	2183	2236	2289	2343	2396	2449	2502	2555	2608	,7
,3	2661	2715	2768	2821	2874	2926	2979	3032	3085	3138	,6
,4	3191	3243	3296	3349	3402	3454	3507	3559	3612	3664	,5
,5	3717	3769	3822	3874	3927	3979	4031	4084	4136	4188	,4
,6	4240	4293	4345	4397	4449	4501	4553	4605	4657	4709	,3
,7	4761	4813	4865	4916	4968	5020	5072	5123	5175	5227	,2
,8	5278	5330	5382	5433	5485	5536	5588	5639	5690	5742	,1
,9	5793	5844	5896	5947	5998	6049	6100	6152	6203	6254	17,0
73,0	6305	6356	6407	6458	6509	6560	6610	6661	6712	6763	,9
,1	6814	6864	6915	6966	7016	7067	7117	7168	7219	7269	,8
,2	7319	7370	7420	7471	7521	7571	7622	7672	7722	7772	,7
,3	7822	7873	7923	7973	8023	8073	8123	8173	8223	8273	,6
,4	8323	8372	8422	8472	8522	8572	8621	8671	8721	8770	,5
,5	8820	8869	8919	8968	9018	9067	9117	9166	9215	9265	,4
,6	9314	9363	9412	9462	9511	9560	9609	9658	9707	9756	,3
,7	9805	9854	9903	9952	.0001	.0050	.0099	0147	.0196	.0245	,2
,8	,96 0294	0342	0391	0440	0488	0537	0585	0634	0682	0731	,1
,9	0779	0828	0876	0924	0973	1021	1069	1117	1165	1214	16,0
74,0	1262	1310	1358	1406	1454	1502	1550	1598	1646	1693	,9
,1	1741	1789	1837	1885	1932	1980	2028	2075	2123	2170	,8
,2	2218	2266	2313	2360	2408	2455	2503	2550	2597	2645	,7
,3	2692	2739	2786	2833	2880	2928	2975	3022	3069	3116	,6
,4	3163	3209	3256	3303	3350	3397	3444	3490	3537	3584	,5
,5	3630	3677	3724	3770	3817	3863	3910	3956	4003	4049	,4
,6	4095	4142	4188	4234	4281	4327	4373	4419	4465	4511	,3
,7	4557	4603	4649	4695	4741	4787	4833	4879	4925	4971	,2
,8	5016	5062	5108	5154	5199	5245	5291	5336	5382	5427	,1
,9	5473	5518	5564	5609	5654	5700	5745	5790	5835	5881	15,0
75,0	5926	5971	6016	6061	6106	6151	6196	6241	6286	6331	,9
,1	6376	6421	6466	6511	6555	6600	6645	6690	6734	6779	,8
,2	6823	6868	6912	6957	7001	7046	7090	7135	7179	7223	,7
,3	7268	7312	7356	7400	7445	7489	7533	7577	7621	7665	,6
,4	7709	7753	7797	7841	7885	7929	7973	8016	8060	8104	,5
,5	8148	8191	8235	8279	8322	8366	8409	8453	8496	8540	,4
,6	8583	8627	8670	8713	8757	8800	8843	8886	8929	8973	,3
,7	9016	9059	9102	9145	9188	9231	9274	9317	9360	9403	,2
,8	9445	9488	9531	9574	9616	9659	9702	9744	9787	9829	,1
,9	9872	9915	9957	9999	.0042	.0084	0127	.0169	.0211	.0253	14,0
76,0	,97 0296	0338	0380	0422	0464	0506	0549	0591	0683	0675	,9
,1	0716	0758	0800	0842	0884	0926	0968	1009	1051	1093	,8
,2	1134	1176	1217	1259	1301	1342	1384	1425	1466	1508	,7
,3	1549	1590	1632	1673	1714	1755	1797	1838	1879	1920	,6
,4	1961	2002	2043	2084	2125	2166	2207	2248	2288	2329	,5
,5	2370	2411	2451	2492	2533	2573	2614	2654	2695	2735	,4
,6	2776	2816	2857	2897	2937	2978	3018	3058	3099	3139	,3
,7	3179	3219	3259	3299	3339	3379	3419	3459	3499	3539	,2
,8	3579	3619	3659	3698	3738	3778	3817	3857	3897	3936	,1
,9	3976	4016	4055	4095	4134	4173	4213	4252	4291	4331	13,0
77,0	4370	4409	4449	4488	4527	4566	4605	4644	4683	4722	,9
,1	4761	4800	4839	4878	4917	4956	4994	5033	5072	5111	,8
,2	5149	5188	5227	5265	5304	5342	5381	5419	5458	5496	,7
,3	5535	5573	5611	5650	5688	5726	5764	5802	5841	5879	,6
,4	5917	5955	5993	6031	6069	6107	6145	6183	6220	6258	,5
,5	6296	6334	6371	6409	6447	6485	6522	6560	6597	6635	,4
,6	6672	6710	6747	6785	6822	6859	6897	6934	6971	7008	,3
,7	7046	7083	7120	7157	7194	7231	7268	7305	7342	7379	,2
,8	7416	7453	7490	7526	7563	7600	7637	7673	7710	7747	,1
,9	7783	7820	7856	7893	7929	7966	8002	8039	8075	8111	12,0
	,10	,09	,08	,07	,06	,05	,04	,03	,02	,01	COSINUS.

TABLE DES SINUS NATURELS DE CENTIÈME EN CENTIÈME DU DEGRÉ SEXAGÉSIMAL.

SINUS.	,00	,01	,02	,03	,04	,05	,06	,07	,08	,09	
78°,0	,97 8148	8184	8220	8256	8293	8329	8365	8401	8437	8473	11°,9
,1	8509	8545	8581	8617	8653	8689	8724	8760	8793	8832	,8
,2	8867	8903	8939	8974	9010	9045	9081	9116	9152	9187	,7
,3	9223	9258	9294	9329	9364	9399	9435	9470	9505	9540	,6
,4	9575	9610	9645	9680	9715	9750	9785	9820	9855	9890	,5
,5	9925	9959	9994	.0029	.0064	.0098	.0133	.0168	.0202	.0237	,4
,6	,98 0271	0306	0340	0375	0409	0443	0478	0512	0546	0580	,3
,7	0615	0649	0683	0717	0751	0785	0819	0853	0887	0921	,2
,8	0955	0989	1023	1057	1091	1124	1158	1192	1225	1259	,1
,9	1293	1326	1360	1393	1427	1460	1494	1527	1561	1594	11,0
79,0	1627	1660	1694	1727	1760	1793	1826	1860	1893	1926	,9
,1	1959	1992	2025	2058	2090	2123	2156	2189	2222	2255	,8
,2	2287	2320	2353	2385	2418	2450	2483	2515	2548	2580	,7
,3	2613	2645	2678	2710	2742	2774	2807	2839	2871	2903	,6
,4	2935	2967	3000	3032	3064	3096	3127	3159	3191	3223	,5
,5	3255	3287	3318	3350	3382	3414	3445	3477	3508	3540	,4
,6	3571	3603	3634	3666	3697	3729	3760	3791	3823	3854	,3
,7	3885	3916	3947	3979	4010	4041	4072	4103	4134	4165	,2
,8	4196	4227	4257	4288	4319	4350	4381	4411	4442	4473	,1
,9	4503	4534	4564	4595	4625	4656	4686	4717	4747	4777	10,0
80,0	4808	4838	4868	4899	4929	4959	4989	5019	5049	5079	,9
,1	5109	5139	5169	5199	5229	5259	5289	5319	5348	5378	,8
,2	5408	5438	5467	5497	5526	5556	5589	5615	5645	5674	,7
,3	5703	5733	5762	5792	5821	5850	5879	5909	5938	5967	,6
,4	5996	6025	6054	6083	6112	6141	6170	6199	6228	6257	,5
,5	6286	6314	6343	6372	6401	6429	6458	6487	6515	6544	,4
,6	6572	6601	6629	6658	6686	6714	6743	6771	6799	6827	,3
,7	6856	6884	6912	6940	6968	6996	7024	7052	7080	7108	,2
,8	7136	7164	7192	7220	7248	7275	7303	7331	7359	7386	,1
,9	7414	7441	7469	7496	7524	7551	7579	7606	7634	7661	9,0
81,0	7688	7716	7743	7770	7797	7824	7852	7879	7906	7933	,9
,1	7960	7987	8014	8041	8068	8094	8121	8148	8175	8202	,8
,2	8228	8255	8282	8308	8335	8362	8388	8415	8441	8467	,7
,3	8494	8520	8547	8573	8599	8626	8652	8678	8704	8730	,6
,4	8756	8782	8809	8835	8861	8886	8912	8938	8964	8990	,5
,5	9016	9042	9067	9093	9119	9144	9170	9196	9221	9247	,4
,6	9272	9298	9323	9349	9374	9399	9425	9450	9475	9501	,3
,7	9526	9551	9576	9601	9626	9651	9676	9701	9726	9751	,2
,8	9776	9801	9826	9851	9876	9900	9925	9950	9974	9999	,1
,9	,99 0024	0048	0073	0097	0122	0146	0171	0195	0219	0244	8,0
82,0	0268	0292	0317	0341	0365	0389	0413	0437	0461	0485	,9
,1	0509	0533	0557	0581	0605	0629	0653	0677	0700	0724	,8
,2	0748	0772	0795	0819	0842	0866	0889	0913	0936	0960	,7
,3	0983	1007	1030	1053	1076	1100	1123	1146	1169	1192	,6
,4	1216	1239	1262	1285	1308	1331	1353	1376	1399	1422	,5
,5	1445	1468	1490	1513	1536	1558	1581	1604	1626	1649	,4
,6	1671	1694	1716	1738	1761	1783	1805	1828	1850	1872	,3
,7	1894	1917	1939	1961	1983	2005	2027	2049	2071	2093	,2
,8	2115	2137	2158	2180	2202	2224	2245	2267	2289	2310	,1
,9	2332	2353	2375	2397	2418	2439	2461	2482	2504	2525	7,0
83,0	2546	2567	2589	2610	2631	2652	2673	2694	2715	2736	,9
,1	2757	2778	2799	2820	2841	2862	2883	2903	2924	2945	,8
,2	2966	2986	3007	3027	3048	3068	3089	3109	3130	3150	,7
,3	3171	3191	3211	3232	3252	3272	3292	3312	3333	3353	,6
,4	3373	3393	3413	3433	3453	3473	3493	3512	3532	3552	,5
,5	3572	3592	3611	3631	3651	3670	3690	3709	3729	3748	,4
,6	3768	3787	3807	3826	3845	3865	3884	3903	3923	3942	,3
,7	3961	3980	3999	4018	4037	4056	4075	4094	4113	4132	,2
,8	4151	4170	4189	4207	4226	4245	4264	4282	4301	4319	,1
,9	4338	4356	4375	4393	4412	4430	4449	4467	4485	4504	6,0
	,10	,09	,08	,07	,06	,05	,04	,03	,02	,01	COSINUS.

TABLE DES SINUS NATURELS DE CENTIÈMR EN CENTIÈME DU DEGRÉ SEXAGÉSIMAL.

SINUS.	,00	,01	,02	,03	,04	,05	,06	,07	,08	,09	
84°,0	,99 4522	4540	4558	4576	4595	4613	4631	4649	4667	4685	5°,9
,1	4703	4721	4739	4757	4774	4792	4810	4828	4845	4863	,8
,2	4881	4898	4916	4933	4951	4969	4986	5003	5021	5038	,7
,3	5056	5073	5090	5107	5125	5142	5159	5176	5193	5210	,6
,4	5227	5244	5261	5278	5295	5312	5329	5346	5363	5379	,5
,5	5396	5413	5430	5446	5463	5479	5496	5513	5529	5546	,4
,6	5562	5578	5595	5611	5627	5644	5660	5676	5692	5709	,3
,7	5725	5741	5757	5773	5789	5805	5821	5837	5853	5869	,2
,8	5884	5900	5916	5932	5947	5963	5979	5994	6010	6026	,1
,9	6041	6057	6072	6087	6103	6118	6134	6149	6164	6179	5,0
85,0	6195	6210	6225	6240	6255	6270	6285	6300	6315	6330	,9
,1	6345	6360	6375	6390	6405	6419	6434	6449	6464	6478	,8
,2	6493	6507	6522	6537	6551	6566	6580	6594	6609	6623	,7
,3	6637	6652	6666	6680	6694	6709	6723	6737	6751	6765	,6
,4	6779	6793	6807	6821	6835	6848	6862	6876	6890	6904	,5
,5	6917	6931	6945	6958	6972	6985	6999	7012	7026	7039	,4
,6	7053	7066	7079	7093	7106	7119	7133	7146	7159	7172	,3
,7	7185	7198	7211	7224	7237	7250	7263	7276	7289	7302	,2
,8	7314	7327	7340	7353	7365	7378	7391	7403	7416	7428	,1
,9	7441	7453	7466	7478	7490	7503	7515	7527	7540	7552	4,0
86,0	7564	7576	7588	7600	7613	7625	7637	7649	7660	7672	,9
,1	7684	7696	7708	7720	7732	7743	7755	7767	7778	7790	,8
,2	7801	7813	7825	7836	7847	7859	7870	7882	7893	7904	,7
,3	7916	7927	7938	7949	7960	7972	7983	7994	8005	8016	,6
,4	8027	8038	8049	8059	8070	8081	8092	8103	8113	8124	,5
,5	8135	8145	8156	8167	8177	8188	8198	8209	8219	8229	,4
,6	8240	8250	8260	8271	8281	8291	8301	8312	8322	8332	,3
,7	8342	8352	8362	8372	8382	8392	8402	8411	8421	8431	,2
,8	8441	8450	8460	8470	8479	8489	8499	8508	8518	8527	,1
,9	8537	8546	8555	8565	8574	8583	8593	9602	8611	8620	3,0
87,0	8630	8639	8648	8657	8666	8675	8684	8693	8702	8711	,9
,1	8719	8728	8737	8746	8754	8763	8772	8780	8789	8798	,8
,2	8806	8815	8823	8832	8840	8848	8857	8865	8873	8882	,7
,3	8890	8898	8906	8914	8923	8931	8939	8947	8955	8963	,6
,4	8971	8978	8986	8994	9002	9010	9018	9025	9033	9041	,5
,5	9048	9056	9063	9071	9078	9086	9093	9101	9108	9116	,4
,6	9123	9130	9137	9145	9152	9159	9166	9173	9180	9187	,3
,7	9194	9201	9208	9215	9222	9229	9236	9243	9249	9256	,2
,8	9263	9270	9276	9283	9289	9296	9303	9309	9316	9322	,1
,9	9328	9335	9341	9347	9354	9360	9366	9372	9379	9385	2,0
88,0	9391	9397	9403	9409	9415	9421	9427	9433	9439	9444	,9
,1	9450	9456	9462	9467	9473	9479	9484	9490	9496	9501	,8
,2	9507	9512	9517	9523	9528	9534	9539	9544	9549	9555	,7
,3	9560	9565	9570	9575	9580	9585	9590	9595	9600	9605	,6
,4	9610	9615	9620	9625	9629	9634	9639	9643	9648	9653	,5
,5	9657	9662	9666	9671	9675	9680	9684	9689	9693	9697	,4
,6	9701	9706	9710	9714	9718	9722	9727	9731	9735	9739	,3
,7	9743	9747	9750	9754	9758	9762	9766	9770	9773	9777	,2
,8	9781	9784	9788	9792	9795	9799	9802	9806	9809	9812	,1
,9	9816	9819	9822	9826	9829	9832	9835	9838	9842	9845	1,0
89,0	9848	9851	9854	9857	9860	9863	9865	9868	9871	9874	,9
,1	9877	9879	9882	9885	9887	9890	9893	9895	9898	9900	,8
,2	9903	9905	9907	9910	9912	9914	9917	9919	9921	9923	,7
,3	9925	9927	9930	9932	9934	9936	9938	9940	9941	9943	,6
,4	9945	9947	9949	9951	9952	9954	9956	9957	9959	9960	,5
,5	9962	9963	9965	9966	9968	9969	9971	9972	9973	9974	,4
,6	9976	9977	9978	9979	9980	9981	9982	9983	9984	9985	,3
,7	9986	9987	9988	9989	9990	9990	9991	9992	9993	9993	,2
,8	9994	9995	9995	9996	9996	9997	9997	9997	9998	9998	,1
,9	9998	9999	9999	9999	9999	9999	9999	9999	9999	9999	0,0
	,10	,09	,08	,07	,06	.05	,04	,03	,02	,01	COSINUS.